



**AVIS**  
**15 I-AM/2022**

## **PTR CE01 Fascicule 1**

### **Construction des ouvrages d'art et bâtiments**

**Date** Bruxelles, 29/04/2022.

---

**Publié par** Direction Asset Management  
Division : I-AM.34  
Bureau : I-AM.341.A Etudes  
Personne de contact : DISTER François  
Tél. : +32 2 525 23 52  
DF  
N° de référence : DF\_PTR CE01\_1

---

**Liste de distribution**

- Tous les membres du personnel de la spécialité Civil Engineering (services centraux et Areas) :
  - Ingénieur
  - Technicien et Technicien principal
  - Sous-chef et Chef de secteur technique
  - Chef de bureau de dessin
- Manager et Head of (I-AM, I-B.1 et TUC RAIL).

---

**Date d'application** A partir de la date de publication.

---

## Cet avis

---

**Domaine d'application**

L'ensemble des ouvrages d'art et bâtiments dont Infrabel est gestionnaire ainsi que ceux dont les travaux sont susceptibles d'impacter la stabilité de la voie et des bâtiments.

---

**Contenu bref**

Ce fascicule décrit les dispositions générales, la conception et les prescriptions techniques générales pour la construction des ouvrages d'art et bâtiments. Il complète ou remplace les prescriptions correspondantes des normes Eurocode.

---

**Objet de l'avis**

Mise à jour de la PTR OA01 Construction des ouvrages d'art Fascicule 1 – Construction des ouvrages d'art et bâtiments.

---

**Cet avis remplace et supprime...**

L'avis 16 I-I/2012 : PTR OA01 Construction des ouvrages d'art Fascicule 1 – Construction des ouvrages d'art et bâtiments.

---

**Cet avis modifie...****Autorisation**

Chief Operations Officer

Jochen BULTINCK

---



# Prescriptions Techniques Réglementaires Civil Engineering

**PTR CE01 Fascicule 1**

**Construction des ouvrages d'art et bâtiments**

**29/04/2022**



"Viaduc des Allemands" L24 sur la Meuse

# PTR CE01

## Fascicule 1

### Construction des ouvrages d'art et bâtiments

29/04/2022

Auteur <sup>(1)</sup>	
<b>Dister François</b>	Signature numérique de Dister François Date : 2022.04.29 07:56:50 +02'00'
François DISTER Ingénieur civil I-AM.341.A Studies	
Vérification <sup>(1)</sup>	
	Digitally signed by Van de Velde Didier Date: 2022.04.29 09:26:20 +02'00'
Didier VAN DE VELDE Manager I-AM.34 Civil Engineering & Cables Systems	
Approbation <sup>(1)</sup>	
	Digitally signed by Pierre DELSEMME Date: 2022.05.02 10:53:54 +02'00'
Pierre DELSEMME Head of I-AM.3 Linear Assets	

<sup>(1)</sup>. (date et signature)

Publication			
Version	Date	Sujet	Numéros des pages modifiées

**Tableau des suppléments en vigueur à l'Avis 15 I-AM/2022**

Numéro du supplément	N° et année de l'Avis	N° de page ou contenu à adapter	Remarque / description

# TABLE DES MATIERES

<b>1.</b>	<b>INTRODUCTION .....</b>	<b>11</b>
1.1.	<b>OBJET .....</b>	<b>11</b>
1.2.	<b>UTILISATION .....</b>	<b>11</b>
1.3.	<b>DOCUMENTS DE REFERENCE .....</b>	<b>11</b>
1.3.1.	EUROCODES.....	11
1.3.2.	SPECIFICATION TECHNIQUES D'INTEROPERABILITE (STI).....	13
1.3.3.	AUTRES DOCUMENTS .....	13
<b>2.</b>	<b>LIGNES DIRECTRICES DE CONCEPTION ET D'ETUDE D'UN PROJET .....</b>	<b>14</b>
2.1.	<b>GENERALITES .....</b>	<b>14</b>
2.2.	<b>ELABORATION DU PROJET.....</b>	<b>14</b>
2.2.1.	ELABORATION DE L'AVANT-PROJET .....	14
2.2.2.	ETABLISSEMENT DU PROJET DEFINITIF .....	15
2.2.3.	MODELES 3D INTEGRES .....	17
2.3.	<b>DOCUMENTS A FOURNIR .....</b>	<b>19</b>
2.3.1.	APRES APPROBATION DE L'AVANT-PROJET OU DU PROJET DEFINITIF ..	19
2.3.2.	DANS LE CADRE DE L'EXECUTION DES TRAVAUX .....	20
2.4.	<b>PRINCIPES POUR L'EXECUTION DES ETUDES.....</b>	<b>21</b>
2.4.1.	CALCULS DE STRUCTURE .....	21
2.4.2.	CLASSE DE CONSEQUENCE .....	21
2.4.3.	MODELISATION DES STRUCTURES .....	22
2.4.4.	UTILISATION DE CODES DE CALCUL .....	22
2.4.5.	CONTENU DES NOTES DE CALCUL.....	23
<b>3.</b>	<b>ACTIONS A PRENDRE EN CONSIDERATION .....</b>	<b>24</b>
3.1.	<b>ACTIONS SUR LES OUVRAGES D'ART .....</b>	<b>24</b>
3.1.1.	GENERALITES.....	24
3.1.2.	POIDS DE STRUCTURE .....	24
3.1.3.	ACTIONS PERMANENTES .....	24
3.1.4.	ACTIONS VARIABLES POUR LE TRAFIC ROUTIER .....	25
3.1.5.	ACTIONS VARIABLES POUR LES PIETONS.....	26
3.1.6.	ACTIONS VARIABLES POUR LE TRAFIC FERROVIAIRE .....	28
3.1.7.	CHARGES HORIZONTALES.....	31
3.1.8.	INTERACTIONS ENTRE LA STRUCTURE DE L'OUVRAGE ET LA VOIE EN LONGS RAILS SOUDES.....	32
3.1.9.	ACTIONS AERODYNAMIQUES DUES AU PASSAGE DU TRAIN.....	36
3.1.10.	AUTRES ACTIONS VARIABLES .....	36
3.1.11.	ACTIONS ACCIDENTELLES .....	40
3.1.12.	FATIGUE .....	44
3.1.13.	ACTIONS SUR LES MASSIFS DE SOL .....	45
3.2.	<b>ACTIONS SUR LES BATIMENTS.....</b>	<b>47</b>
<b>4.</b>	<b>FONDATIONS .....</b>	<b>48</b>
4.1.	<b>GENERALITES .....</b>	<b>48</b>

<b>4.2.</b>	<b>PROTECTION DE CONSTRUCTIONS GEOTECHNIQUES CONTRE LA CORROSION</b>	<b>48</b>
4.2.1.	CHOIX DU SYSTEME	48
4.2.2.	MOYENS DE CONSERVATION	48
4.2.3.	ANCRAGES DANS LE SOL	49
<b>4.3.</b>	<b>ETUDE GEOTECHNIQUE</b>	<b>49</b>
4.3.1.	ETUDE PREALABLE	49
4.3.2.	ESSAIS DE PENETRATION	49
4.3.3.	FORAGES	50
4.3.4.	ESSAIS EN LABORATOIRE	51
4.3.5.	MESURES PIEZOMETRIQUES	51
4.3.6.	ESSAIS PRESSIOMETRIQUES	52
4.3.7.	ESSAIS DE POMPAGE	52
<b>4.4.</b>	<b>CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS</b>	<b>52</b>
4.4.1.	CHARGES	52
4.4.2.	FONDATIONS DIRECTES	52
4.4.3.	FONDATIONS PROFONDES	53
4.4.4.	DEFORMATIONS DUES AU TASSEMENT	53
<b>4.5.</b>	<b>STABILITE DES FONDATIONS</b>	<b>54</b>
<b>4.6.</b>	<b>STABILITE DES TALUS</b>	<b>54</b>
<b>4.7.</b>	<b>EXECUTION</b>	<b>55</b>
4.7.1.	HYPOTHESES DE CALCUL	55
4.7.2.	SOUTENEMENTS A ETUDIER PAR L'ADJUDICATAIRE	56
<b>5.</b>	<b>CONSTRUCTIONS EN BETON ARME ET PRECONTRAIT</b>	<b>57</b>
<b>5.1.</b>	<b>CALCULS ET VERIFICATIONS</b>	<b>57</b>
<b>5.2.</b>	<b>DONNEES POUR LES CALCULS</b>	<b>57</b>
5.2.1.	GEOMETRIE DES SECTIONS	57
5.2.2.	COEFFICIENTS PARTIELS DE SECURITE	58
5.2.3.	DETERMINATION DE L'EFFET DE LA PRECONTRAINT	58
5.2.4.	EFFETS STRUCTURELS DE DEFORMATIONS DIFFEREES DU BETON	59
<b>5.3.</b>	<b>BETON</b>	<b>59</b>
5.3.1.	RESISTANCE	59
5.3.2.	FLUAGE	59
5.3.3.	RETRAIT	60
<b>5.4.</b>	<b>ACIER D'ARMATURE PASSIVE</b>	<b>60</b>
5.4.1.	DOMAINE D'APPLICATION	60
5.4.2.	HYPOTHESES DE CALCUL	61
5.4.3.	GEOMETRIE	61
<b>5.5.</b>	<b>ACIER DE PRECONTRAINT</b>	<b>61</b>
5.5.1.	DOMAINE D'APPLICATION	61
5.5.2.	CARACTERISTIQUES	61
5.5.3.	HYPOTHESES DE CALCUL	61
5.5.4.	GEOMETRIES-TYPES D'ARMATURES DE PRECONTRAINT	61
5.5.5.	RELAXATIONS	62
<b>5.6.</b>	<b>DURABILITE ET ENROBAGE DES ARMATURES</b>	<b>62</b>
5.6.1.	PRESCRIPTION DU BETON DANS LES CAS LES PLUS COURANTS	62

<b>5.7.</b>	<b>DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DES ARMATURES.....</b>	<b>63</b>
5.7.1.	GENERALITES.....	63
5.7.2.	ARMATURES PASSIVES .....	63
5.7.3.	ARMATURES DE PRECONTRAITE .....	68
<b>5.8.</b>	<b>Calcul des sections .....</b>	<b>69</b>
5.8.1.	FLEXION A L'ELU .....	69
5.8.2.	CALCUL DES ELEMENTS EN BETON PRECONTRAIT.....	69
5.8.3.	CONTROLE DE LA FLECHE .....	69
5.8.4.	MAITRISE DE LA FISSURATION .....	70
<b>5.9.</b>	<b>RESISTANCE A LA FATIGUE DES TABLIERS EN BETON .....</b>	<b>70</b>
5.9.1.	GENERALITES.....	70
5.9.2.	TYPES DE RUPTURE DE FATIGUE .....	71
5.9.3.	VERIFICATION DE L'ETAT LIMITE DE RUPTURE PAR FATIGUE .....	72
5.9.4.	CONTROLE DE L'ETAT LIMITE DE RUPTURE DE FATIGUE POUR LA CONSTRUCTION D'OUVRAGES D'ART .....	73
<b>6.</b>	<b>CONSTRUCTIONS EN ACIER .....</b>	<b>75</b>
<b>6.1.</b>	<b>DOMAINE D'APPLICATION.....</b>	<b>75</b>
<b>6.2.</b>	<b>CONCEPTIONS IMPOSEES POUR LA CONSTRUCTION DE PONTS .....</b>	<b>75</b>
<b>6.3.</b>	<b>QUALITES D'ACIER A UTILISER.....</b>	<b>76</b>
6.3.1.	QUALITES D'ACIER POUR LA CONSTRUCTION DE PONTS .....	76
6.3.2.	QUALITES D'ACIER POUR LA CONSTRUCTION DE BATIMENTS.....	77
<b>6.4.</b>	<b>ASSEMBLAGES.....</b>	<b>78</b>
6.4.1.	CONCEPTION.....	78
6.4.2.	ASSEMBLAGES PAR SOUDURE .....	78
6.4.3.	JOINTS DE MONTAGE.....	79
<b>6.5.</b>	<b>PRESCRIPTIONS PARTICULIERES RELATIVES A LA FATIGUE DANS LA CONSTRUCTION DE PONTS .....</b>	<b>81</b>
6.5.1.	FATIGUE DES PONTS-ROUTES .....	81
6.5.2.	FATIGUE DES PONTS-RAILS.....	82
<b>7.</b>	<b>CONSTRUCTIONS MIXTES ACIER-BETON.....</b>	<b>83</b>
<b>7.1.</b>	<b>DOMAINE D'APPLICATION.....</b>	<b>83</b>
<b>7.2.</b>	<b>CLASSIFICATION DES SECTIONS.....</b>	<b>83</b>
<b>7.3.</b>	<b>CONCEPTS-TYPES POUR LA CONSTRUCTION DE PONTS.....</b>	<b>84</b>
7.3.1.	TABLIERS A POUTRES ENROBEES .....	84
7.3.2.	TABLIERS DE PONTS AVEC POUTRES PREFLECHIES ET PRECONTRAINTES.....	84
<b>7.4.</b>	<b>ELABORATION DU PROJET.....</b>	<b>90</b>
7.4.1.	ETAT LIMITE ULTIME.....	90
7.4.2.	ETAT LIMITE ULTIME DE SERVICE.....	90
<b>7.5.</b>	<b>LIAISON ENTRE L'ACIER ET LE BETON.....</b>	<b>91</b>
7.5.1.	CONNECTEURS .....	91
7.5.2.	LIAISON ENTIEREMENT ET PARFAITEMENT RESISTANTE AU CISAILLEMENT .....	92

<b>8.</b>	<b>CONSTRUCTIONS EN BOIS.....</b>	<b>94</b>
<b>9.</b>	<b>ETAT LIMITE DE SERVICE.....</b>	<b>95</b>
<b>9.1.</b>	<b>ETAT LIMITE DE SERVICE POUR LES OUVRAGES D'ART .....</b>	<b>95</b>
9.1.1.	DEFINITIONS .....	95
9.1.2.	DEFORMATIONS DES PONTS-ROUTES.....	97
9.1.3.	DEFORMATIONS DES PASSERELLES .....	97
9.1.4.	DEFORMATIONS DES PONTS-RAILS .....	97
9.1.5.	PONTS MOBILES .....	100
<b>9.2.</b>	<b>ETAT LIMITE DE SERVICE POUR LES BATIMENTS.....</b>	<b>100</b>
<b>10.</b>	<b>APPAREILS D'APPUI DE PONTS .....</b>	<b>101</b>
<b>10.1.</b>	<b>GENERALITES – CONCEPTION IMPOSEE .....</b>	<b>101</b>
<b>10.2.</b>	<b>DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES RELATIVES AUX APPUIS.....</b>	<b>101</b>
<b>10.3.</b>	<b>METHODES DE CALCUL (APPUI EN ELASTOMERE) .....</b>	<b>102</b>
10.3.1.	NOTATIONS ET SYMBOLES COMPLEMENTAIRES UTILISES DANS CET ARTICLE.....	102
10.3.2.	CHARGES .....	102
10.3.3.	METHODE DE CALCUL DES APPUIS EN ELASTOMERE FRETTEES.....	103
10.3.4.	METHODE DE CALCUL POUR LES APPUIS EN ELASTOMERE NON FRETTEES.....	104
<b>10.4.</b>	<b>APPAREILS D'APPUI SPHERIQUES.....</b>	<b>104</b>
<b>11.</b>	<b>MOYENS D'EXECUTION.....</b>	<b>105</b>
<b>11.1.</b>	<b>REMARQUE GENERALE.....</b>	<b>105</b>
<b>11.2.</b>	<b>DOCUMENTS A FOURNIR PAR L'AUTEUR DU PROJET ET L'ADJUDICATAIRE... 105</b>	
11.2.1.	PLANNING.....	106
<b>11.3.</b>	<b>DEMOLITION D'OUVRAGES D'ART ET DE BATIMENTS AU-DESSUS DES VOIES</b>	<b>107</b>
<b>11.4.</b>	<b>TRAVAUX NECESSITANT UN EMPIETEMENT OU PRESENTANT UN RISQUE D'EMPIETEMENT TEMPORAIRE SUR LA ZONE DANGEREUSE .....</b>	<b>107</b>
<b>11.5.</b>	<b>TRAVAUX A PROXIMITE D'INSTALLATIONS DESTINEES A LA TRACTION ELECTRIQUE.....</b>	<b>107</b>
<b>11.6.</b>	<b>PLAN DE SECURITE ET DE SANTE (PSSA) .....</b>	<b>107</b>
<b>11.7.</b>	<b>PROTECTION DE L'ENVIRONNEMENT .....</b>	<b>107</b>
<b>11.8.</b>	<b>POUTRES PREFABRIQUEES EN BETON PRECONTRAIT OU MIXTES ACIER- BETON</b>	<b>107</b>
<b>11.9.</b>	<b>POSE ET DEPOSE DE POUTRES.....</b>	<b>108</b>
<b>11.10.</b>	<b>MATERIAUX LIVRES PAR INFRABEL .....</b>	<b>109</b>
<b>11.11.</b>	<b>PROTECTION ET ENTRETIEN DES PONTS ET BATIMENTS .....</b>	<b>109</b>

11.12.	<b>RABATTEMENT ET EVACUATION DES EAUX .....</b>	<b>109</b>
11.12.1.	EVACUATION DES EAUX .....	109
11.12.2.	RABATTEMENT DE LA NAPPE PHREATIQUE.....	109
11.13.	<b>CLOTURE DU CHANTIER .....</b>	<b>110</b>
11.14.	<b>CONDITIONS PARTICULIERES POUR CERTAINES RECEPTIONS .....</b>	<b>111</b>
11.14.1.	RECEPTION TECHNIQUE PREALABLE CHEZ LES FOURNISSEURS OU EN ATELIER .....	111
12.	<b>ESSAIS DE PONT.....</b>	<b>112</b>
12.1.	<b>DOMAINE D'APPLICATION.....</b>	<b>112</b>
12.2.	<b>BUT DES ESSAIS.....</b>	<b>112</b>
12.3.	<b>PRESCRIPTIONS GENERALES.....</b>	<b>112</b>
12.3.1.	ESSAIS DE MISE EN CHARGE DE PONTS-RAILS .....	112
12.3.2.	ESSAIS DE MISE EN CHARGE DE PONTS-ROUTES.....	113
12.4.	<b>ETABLISSEMENT DU PROGRAMME THEORIQUE DES OPERATIONS DE CHARGEMENT .....</b>	<b>113</b>
12.5.	<b>EXAMEN PREALABLE DE LA CONSTRUCTION .....</b>	<b>114</b>
12.6.	<b>APPLICATION DES CHARGES, MESURES ET CONTROLES .....</b>	<b>114</b>
12.7.	<b>CONCLUSIONS A TIRER DES ESSAIS DE CHARGEMENT .....</b>	<b>115</b>
13.	<b>GABARIT D'ESPACE LIBRE ET DISPOSITIONS COMPLEMENTAIRES .....</b>	<b>118</b>
13.1.	<b>GABARIT D'ESPACE LIBRE .....</b>	<b>118</b>
13.2.	<b>DISPOSITIONS COMPLEMENTAIRES POUR LES "LIGNES CLASSIQUES" .....</b>	<b>118</b>
13.3.	<b>SECURITE ELECTRIQUE .....</b>	<b>119</b>
14.	<b>LIGNES DIRECTRICES SUR L'INSPECTION ET L'ENTRETIEN DANS LE CADRE DE LA CONCEPTION DE NOUVEAUX OUVRAGES D'ART .....</b>	<b>120</b>
14.1.	<b>CONCEPTION DE CONSTRUCTIONS DURABLES .....</b>	<b>120</b>
14.2.	<b>ACCESSIBILITE .....</b>	<b>120</b>
14.2.1.	ESCALIERS DE SERVICE.....	120
14.2.2.	PLATE-FORME D'INSPECTION.....	122
14.2.3.	VISITE D'OUVRAGES D'ART ENJAMBANT UNE VOIE NAVIGABLE .....	124



## 1. INTRODUCTION

### 1.1. OBJET

Les dispositions et prescriptions techniques relatives aux entreprises de travaux de la direction Asset Management, qui constituent la troisième partie du cahier général des charges pour les contrats relatifs aux entreprises de travaux, de fournitures et de services à Infrabel, sont reprises dans le Fascicule 30.2, pour autant que celui-ci soit encore d'application, ainsi que dans les Fascicules 33 et 34.

### 1.2. UTILISATION

Le présent document "PTR CE01 Fascicule 1" remplace le Chapitre 30.2.0 du Fascicule 30.2 et reprend les dispositions générales, la conception et les prescriptions techniques générales d'application à l'exécution de travaux, de fournitures et de services en matière d'ouvrages d'art<sup>1</sup> et bâtiments. Le document doit être traité comme un document rattaché aux normes Eurocode et comprend les dispositions et les prescriptions techniques spécifiques à Infrabel. Le document "PTR CE01 Fascicule 1" complète ou remplace les prescriptions correspondantes des normes Eurocode.

Dès que l'annexe nationale belge (ANB) de la norme Eurocode (EN) sera publiée, la norme Eurocode sera d'application avec son annexe nationale. Si la norme Eurocode est présente sans l'annexe nationale correspondante, la norme Eurocode reste d'application et les valeurs des paramètres fixés au plan national sont déterminées pour chaque projet individuel.

Ce document est d'application à l'ensemble des structures dont Infrabel est gestionnaire. Ce document est aussi d'application à l'ensemble des structures et travaux susceptibles d'impacter la stabilité de la voie et des bâtiments. En particulier donc, les structures sous les voies localisées dans la zone d'influence telle que définie au chapitre 2.3.2 et les structures surplombant les voies ou les structures proches des voies dont la hauteur est supérieure à la distance qui les sépare de la voie la plus proche.

### 1.3. DOCUMENTS DE REFERENCE

#### 1.3.1. EUROCODES

Le Tableau 1.1 fournit un aperçu des principales normes Eurocode pour la construction d'ouvrages d'art. L'adjudicataire ou son bureau d'études est tenu de se baser sur une liste actualisée (année, publication ou non d'une annexe nationale, ...) à la date d'adjudication.

---

1. Un ouvrage d'art est toute construction (ponts, murs de soutènement, ...) nécessaire à l'aménagement de voies de communication (ferroviaires, routières ou fluviales) et de leurs types de route, ou rendue nécessaire par cette réalisation.

Eurocode 0	Bases de calcul des structures
NBN EN 1990	Partie 0 : Bases de calcul des structures
EN 1990/A.2	Applications aux ponts
Eurocode 1	Actions sur les structures
NBN EN 1991-1-1	Actions générales – Poids volumiques, poids propres, charges d'exploitation bâtiments
NBN EN 1991-1-2	Actions générales – Actions sur les structures exposées au feu
NBN EN 1991-1-3	Actions générales – Charges de neige
NBN EN 1991-1-4	Actions générales – Actions du vent
NBN EN 1991-1-5	Actions générales – Actions thermiques
NBN EN 1991-1-6	Actions générales – Actions en cours d'exécution
NBN EN 1991-1-7	Actions générales – Actions accidentelles
NBN EN 1991-2	Actions sur les ponts, dues au trafic
Eurocode 2	Calcul des structures en béton
NBN EN 1992-1-1	Règles générales et règles pour les bâtiments
NBN EN 1992-1-2	Règles générales – Calcul du comportement au feu
NBN EN 1992-2	Ponts en béton – Calcul et dispositions constructives
NBN EN 1992-3	Silos et réservoirs
Eurocode 3	Calcul des structures en acier
NBN EN 1993-1-1	Règles générales et règles pour les bâtiments
NBN EN 1993-1-2	Règles générales – Calcul du comportement au feu
NBN EN 1993-1-3	Règles supplémentaires pour les profilés et plaques formés à froid
NBN EN 1993-1-4	Règles supplémentaires pour les aciers inoxydables
NBN EN 1993-1-5	Plaques planes
NBN EN 1993-1-6	Résistance et stabilité des structures en coque
NBN EN 1993-1-7	Résistance et stabilité des structures en plaques planes chargées hors de leur plan
NBN EN 1993-1-8	Calcul des assemblages
NBN EN 1993-1-9	Fatigue
NBN EN 1993-1-10	Choix des qualités d'acier
NBN EN 1993-1-11	Calcul des structures à câbles ou éléments tendus
NBN EN 1993-2	Ponts
NBN EN 1993-5	Pieux et palplanches
Eurocode 4	Calcul des structures mixtes acier-béton
NBN EN 1994-1-1	Règles générales et règles pour les bâtiments
NBN EN 1994-1-2	Règles générales – Calcul du comportement au feu
NBN EN 1994-2	Ponts
Eurocode 5	Conception et calcul des structures en bois
NBN EN 1995-1-1	Généralités - Règles communes et règles pour les bâtiments
NBN EN 1995-1-2	Règles générales – Calcul du comportement au feu
NBN EN 1995-2	Ponts
Eurocode 6	Calcul des ouvrages en maçonnerie
Eurocode 7	Calcul géotechnique
NBN EN 1997-1	Règles générales
NBN EN 1997-2	Reconnaissance des terrains et essais
Eurocode 8	Calcul des structures pour leur résistance aux séismes
NBN EN 1998-1	Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments
NBN EN 1998-2	Ponts
NBN EN 1998-4	Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques
Eurocode 9	Calcul des structures en aluminium

Tableau 1.1 – Aperçu des principales normes Eurocode<sup>2</sup>

<sup>2</sup>. Cette liste est indicative et non exhaustive.

### 1.3.2. SPECIFICATION TECHNIQUES D'INTEROPERABILITE (STI)

La STI "Infrastructure" fixe les exigences essentielles auxquelles les infrastructures doivent satisfaire pour garantir l'interopérabilité du système ferroviaire transeuropéen.

La STI "Sécurité dans les tunnels ferroviaires" porte sur la prévention et la limitation d'accidents et incidents dans les tunnels.

Le Tableau 1.2 fournit un aperçu des principales normes STI concernant la construction d'ouvrages d'art.

Infrastructure TSI
Safety in Railway Tunnels TSI

Tableau 1.2 – Récapitulatif des principales normes STI

### 1.3.3. AUTRES DOCUMENTS

- Normes :
  - NBN EN 1337 : Appareilles d'appui structuraux.
  - CEN/TR 17231 : Eurocode 1 : Actions sur les structures - Actions sur les ponts, dues au trafic - Interaction voie-pont.
- Autres :
  - Le rapport n° 20-2020 du CSTC intitulé "Directives pour l'application de l'Eurocode 7 en Belgique selon la NBN EN 1997-1 ANB Partie 1 : dimensionnement géotechnique à l'état limite ultime (ELU) de pieux et de micropieux sous charge axiale à partir d'essais de pénétration statique (CPT)".
  - Het Standaardbestek 250 voor wegenbouw (pour la Flandre).
  - Cahier des Charges Type Qualiroutes (pour la Wallonie).

## **2. LIGNES DIRECTRICES DE CONCEPTION ET D'ETUDE D'UN PROJET**

### **2.1. GENERALITES**

L'adjudicataire effectue toutes les opérations de métrage en vue de l'exécution correcte des travaux : notamment le contrôle de la situation existante et l'exposé de la nouvelle situation. Des mesures précises sont primordiales dans le cas de travaux comprenant des éléments préfabriqués. Avant de commencer la préfabrication des éléments, l'adjudicataire procédera au mesurage de l'ensemble de la situation existante sur place. Sur la base de ces mesures, l'adjudicataire établira ses plans de préfabrication.

Seul l'adjudicataire est responsable d'un mesurage et d'une implantation corrects (tant des éléments préfabriqués que de ceux à couler sur place). L'attention de l'adjudicataire est attirée sur le fait que les mesurages dans les voies ne sont possibles que lors d'une mise hors service.

Les plans d'avant-projet et de projet sont établis par Infrabel, sauf indication contraire dans le cahier des charges. Ceci est précisé dans l'article 36.1 de la quatrième partie du cahier des charges.

Les plans détaillés des armatures et les bordereaux d'armature ne sont pas établis par Infrabel et doivent être fournis par l'entrepreneur, à moins qu'ils ne soient inclus dans le cahier des charges. Les autres plans de détails ne sont pas établis par Infrabel et doivent être fournis par l'entrepreneur, sauf s'ils sont joints au cahier des charges.

Les études à fournir par l'adjudicataire, ne sont, pour la plupart, pas reprises sous des postes distincts du métré. Les coûts liés aux études sont supposés être entièrement inclus dans les prix introduits par l'adjudicataire, à moins qu'un poste distinct soit expressément prévu à cet égard dans le métré.

Au cours de la phase d'étude, des réunions sont régulièrement organisées entre le bureau d'études désigné, l'organisme de contrôle désigné et reconnu (si spécifié dans le cahier spécial des charges), le fonctionnaire dirigeant et le service d'étude d'Infrabel. Durant ces réunions, on discute de l'état d'avancement de l'étude. Le but de ces réunions est de garder à tout moment l'étude sur de bons rails et de pouvoir s'assurer en permanence qu'on est parti sur les bonnes conditions-cadres et les bons principes de base. Ces réunions et tous les coûts y afférents seront repris dans la soumission de l'adjudicataire.

### **2.2. ELABORATION DU PROJET**

#### **2.2.1. ELABORATION DE L'AVANT-PROJET**

L'avant-projet définit la conception globale du pont, la superstructure, l'infrastructure, le type de fondation, le parachèvement architectural et le mode de construction du pont. Le choix de l'ouvrage (type, genre, concept, appuis, fixation de la voie, ...) doit faire l'objet d'une étude lors du prédimensionnement.

Un avant-projet se compose :

- des plans généraux avec vue en plan et en élévation de la construction du pont, à une échelle minimale de 1/100, assortis d'une liste des matériaux ;
- des coupes transversales et longitudinales à une échelle minimale de 1/50, ou éventuellement 1/20. Les coupes peuvent le cas échéant être partielles ;
- d'un plan de situation à l'échelle 1/1000 ou 1/10000 avec flèche indiquant le nord et tous renseignements utiles quant à la direction des voies ferrées, routes, voies navigables et bâtiments ou autre constructions adjacentes ;
- d'une note de calcul générale, mentionnant les hypothèses principales quant au comportement de la superstructure, de l'infrastructure et des fondations, ainsi que la justification du choix des dimensions principales d'éléments tels que poutres, dalles, colonnes ou fondations.

Il ne peut apparaître aucune divergence entre les documents précités et la conception générale du type de pont ou du type de bâtiment, de superstructure, d'infrastructure et type de fondation, le parachèvement architectural et les dimensions et la disposition des locaux, ces données étant fixées dans les documents établis par Infrabel. En outre, les limites des terrains dont Infrabel est propriétaire, ou des parcelles restant à exproprier, doivent être respectées.

Néanmoins, si l'adjudicataire souhaite apporter des modifications à un élément ou à la totalité de la construction envisagée, il doit fournir des documents distincts à cet effet. Le contenu défini ci-dessus doit rester identique. L'adjudicataire doit également fournir un exposé dans lequel il motive, tant sur le plan technique que financier, la proposition de modification.

De plus, ces modifications **ne peuvent pas diminuer la sécurité et la durabilité** (globale et locale : à l'ELU, à l'ELS et à la fatigue) de l'ouvrage par rapport aux documents d'adjudications. Toutefois, Infrabel peut refuser la demande de modifications sans justification.

### 2.2.2. ETABLISSEMENT DU PROJET DEFINITIF

Le projet définitif doit permettre de réaliser la construction proprement dite ; il reflétera aussi fidèlement que possible les travaux à réaliser.

Une attention toute particulière sera accordée à la **durabilité**, et ce dans les moindres détails (liste non exhaustive) :

- égouttage correct ;
- aménagement de protections anticorrosion adéquates ;
- accessibilité lors des entretiens et des inspections ;
- possibilité de remplacement des appuis, des joints et de toutes les pièces dont la durée de vie est inférieure à 100 ans.

Le projet définitif se compose :

- d'un plan de situation (1/10000 ou 1/1000) avec flèche indiquant le nord, du plan cadastral (1/10000), du plan général (vue en plan et en élévation à l'échelle minimale de 1/100), avec la liste des matériaux, d'un plan d'implantation avec indication des voiries, voies de chemin de fer, voies navigables et bâtiments voisins, ainsi que les impétrants dans la zone des travaux ;
- de plans de coffrage de la superstructure du pont comportant les coupes principales (au 1/20, ou éventuellement 1/50), les coupes longitudinales et transversales, les plans de détail (au minimum au 1/20), comprenant des coupes chaque fois qu'un changement se présente dans la géométrie de l'ouvrage, fixations, appuis, garde-corps, panneaux de protection, raccordements avec talus et murs de soutènement, poutres, colonnes, dalles, et, notamment, chaque élément faisant partie de l'ouvrage (les échelles sont au minimum de 1/20, ou parfois 1/10 voir 1/5 - il y a lieu de prévoir une numérotation logique pour chacun de ces éléments) ;
- de plans de coffrage de l'infrastructure des ponts ou bâtiments (piles, culées, échelle min. 1/50 ou 1/20), et de tous les éléments qui la composent (sommiers, voiles, murs, éléments en retrait, socles avec indication des niveaux, etc.), de plans concernant les dispositifs d'évacuation des eaux et leur emplacement à partir de l'ouvrage d'art ou du bâtiment vers les fossés ou égouts ;
- de plans d'implantation de l'ouvrage d'art et des fondations (pieux ou semelles de fondation), avec indication des inclinaisons et niveaux de la base des semelles, des pieux et des fondations (au 1/20) ;
- de plans d'armature de la superstructure, de l'infrastructure et des fondations, avec numérotation des barres, indication dans les différentes coupes, emplacement, diamètres, forme et recouvrements, joints éventuels, manchons, qualités et nature ; Infrabel ne fournira aucun bordereau de ces plans ;
- de profils longitudinaux et transversaux des voies et de la voirie, et de tout renseignement topographique utile vis-à-vis de l'exécution des travaux ;
- de plans de construction de poutres, colonnes et charpentes métalliques, et, en général, de tous les éléments d'une superstructure en acier avec indication des types et dimensions des soudures, de la nature et des dimensions des boulons, de la localisation et des dimensions des trous forés et de leurs tolérances, des écrous et des ancrages (au minimum au 1/20 et les coupes au 1/10), avec indication de la flexion à charge constante et de toutes les nuances d'acier. Dans le cas de constructions mixtes acier béton, on y ajoutera l'éventuelle préflexion et la flexion attendue au cours des différentes phases de la construction, ainsi que la liaison entre l'acier et le béton ;
- de plans de construction de poutres ou éléments préfabriqués avec armatures de précontrainte, tracé et qualité des armatures, détails des blocs d'about, fixation des appareils d'appui, manchons avec indication de la position, du type et de la qualité des armatures (min. au 1/20, coupes au 1/10) ;

- de plans de phasage montrant les phases successives de la construction, qui sont prises en compte dans les calculs de résistance ;
- d'une note d'hypothèses globale à faire approuver avant les notes de calculs ;
- des notes de calcul relatives aux dimensions des éléments principaux et des détails, armatures, stabilité d'ensemble et soutènements. Et ce, tant aux états limites de service qu'aux états limites ultimes ;
- soit d'un métré descriptif et récapitulatif de l'ouvrage, soit uniquement d'un métré récapitulatif, qui sera étoffé par la suite, sans descriptif complet des postes, mais auquel on fait référence dans les parties trois et quatre du cahier spécial des charges.

On entend par métré descriptif, une description de tous les postes de matériaux à livrer, à mettre en œuvre et à placer, des quantités supposées ou forfaitaires, et des unités auxquelles se rapportent ces quantités.

Par métré récapitulatif, on entend un métré identique au descriptif, sous une forme plus succincte, où il n'apparaît que la dénomination de chaque poste, mais avec les quantités, qui doivent permettre d'établir le prix de la soumission.

- d'une description technique des travaux, comportant les exigences et conditions techniques relatives à la mise en œuvre des matériaux, avec référence aux fascicules techniques d'Infrabel et aux documents de référence existants (notes techniques, normes européennes, ...), ainsi que les exigences techniques particulières et la description de l'utilisation des matériaux non prévus dans les documents susmentionnés.

### 2.2.3. MODELES 3D INTEGRES

Les points précédents s'appuient sur un avant-projet ou un projet définitif établi sur la base de plans. **En complément des plans 2D**, Infrabel peut opter en faveur d'une élaboration de l'étude sur la base d'un modèle 3D entièrement ou partiellement intégré, avec annexes correspondantes.

L'avant-projet ou le projet définitif sur la base d'un modèle 3D comprend :

- un modèle 3D numérique (.dwg, .rvt, .IFC) dans lequel tant les ouvrages d'art et leurs fondations, les travaux de terrassement, les plates-formes, l'hydraulique, les voies, que l'ensemble à réaliser sont repris et sont correctement implantés dans le système de coordonnées Lambert et dans un modèle numérique de terrain existant, constitué sur la base d'une photographie aérienne numérique et des relevés topographiques. L'adjudicataire ou le bureau d'études ne pourra pas invoquer le manque d'exhaustivité ou l'inexactitude des données mises à disposition ;

- en annexe au modèle 3D, sont fournis des plans de principe (plans 2D) qui sont indispensables à la transposition de l'étude dans des documents d'exécution, à savoir des plans d'armature (principe d'armatures ou bordereau), principes de soutènement et caractéristiques des fondations, phasage dans l'exécution, mesures de sécurité, mesures de limitation des nuisances, solutions-types, etc. ;
- informations techniques supplémentaires, à savoir documents de référence, documents types, fichiers xml, etc.

Au début des travaux, l'adjudicataire recevra un dossier d'exécution complet, comprenant des plans 2D, les informations techniques complémentaires et éventuellement un modèle 3D.

L'adjudicataire tient compte du fait que l'étude du maître de l'ouvrage n'est pas représentée par des plans mais est entièrement contenue dans un modèle 3D, tant en ce qui concerne les ouvrages d'art, les terrassements que la situation complète à réaliser. La photographie aérienne et les relevés topographiques seront également mis à disposition sous forme numérique.

L'adjudicataire ne pourra pas invoquer le manque d'exhaustivité ou l'inexactitude des données mises à disposition. Il doit se charger lui-même de vérifier et relever la situation existante et de traiter ces données dans le modèle 3D fourni.

Le nouvel ouvrage d'art doit être intégré dans la situation existante. Celle-ci peut s'écarter de la situation reproduite par les modèles 3D, en termes de forme, de composition, ... (liste non exhaustive). L'adjudicataire a la responsabilité de compléter cette implémentation et de signaler à temps d'éventuels points problématiques au maître de l'ouvrage.

Les coûts y associés doivent être inclus dans les prix soumissionnés pour la construction des structures correspondantes. L'adjudicataire est tenu de soumettre une proposition à cet effet au maître de l'ouvrage, lequel a la possibilité de l'approuver ou de la rejeter. Le maître de l'ouvrage ne fournira ici aucun plan supplémentaire ni aucune étude.

Le maître de l'ouvrage jugera ensuite que ce dossier d'exécution contient toutes les informations utiles pour pouvoir réaliser les travaux. **Pendant l'exécution des travaux, le maître d'ouvrage ne fournira dès lors pas d'études, pas de modèles 3D ni plans 2D supplémentaires** (hormis d'éventuels plans de principe d'armature manquants). L'adjudicataire est supposé avoir prévu toutes les possibilités de conception et procéder à tous les ajustements de conception nécessaires. À cette fin, il établira toutes les études supplémentaires relatives au dossier d'exécution qui fait partie des documents du marché.

L'adjudicataire se charge d'établir tous les plans qu'il juge indispensables, tels que les phasages détaillés, les coffrages, les listes d'acier des plans d'armature déposés, avec le principe d'armatures, etc. Les plans de fabrication des structures métalliques ou des éléments préfabriqués ne sont pas fournis par le maître de l'ouvrage et sont à dresser par l'adjudicataire. Ces études ne sont pas reprises dans des postes distincts et doivent être entièrement incluses dans les prix soumissionnés par l'adjudicataire.

Le modèle 3D doit être adapté ou complété en conséquence chaque fois que la conception est modifiée ou complétée. L'adjudicataire soumettra numériquement un modèle 3D adapté ou complété, avec indication claire de l'adaptation ou de l'ajout. Ce modèle adapté ou complété sera accompagné d'une note cadrant l'adaptation ou l'ajout (justification et impact sur l'ensemble ou le sous-ensemble).

Après examen par le maître de l'ouvrage, l'adaptation ou l'ajout en question fera l'objet d'un refus ou d'une acceptation. Cette dernière passe par la mise à disposition d'un modèle 3D révisé où les adaptations ou ajouts sont repris dans la structure de couche appropriée. L'adjudicataire pourra poursuivre le traitement seulement à ce moment-là.

En ce qui concerne les plans d'armature, l'adjudicataire tient compte du fait que ceux-ci sont en principe conçus avec des principes d'armatures (indication du diamètre des barres, disposition et placement de la seule armature structurelle mais non disponible sous forme de bordereaux et sans renseigner d'éventuelles armatures technologiques). Le maître de l'ouvrage ne fournira aucun bordereau de ces plans.

Lorsque les plans d'armature sont soumis pour approbation, on demande de démontrer et joindre le lien univoque avec le modèle 3D, de manière à ce que ce modèle 3D soit entièrement suivi.

Le cahier spécial des charges stipule en outre des dispositions complémentaires concernant la construction du modèle, l'application d'une structure en couches établie et bien définie, l'utilisation de paramètres, etc.

### 2.3. DOCUMENTS A FOURNIR

Infrabel dispose de **30 jours de calendrier** après réception des documents à fournir par l'adjudicataire ou son bureau d'études, pour y apporter son approbation. Si Infrabel estime que les documents présentent des lacunes ou sont incomplets, ce dont elle reste seule juge, sans donner lieu à une quelconque indemnité en faveur de l'adjudicataire ou du bureau d'études, elle dispose d'un nouveau délai de 30 jours de calendrier pour examiner les documents et se prononcer. Ce nouveau délai prend cours à la réception des compléments, éclaircissements ou modifications. La liste ci-dessous n'est pas exhaustive et complète les articles du cahier des charges.

#### 2.3.1. APRES APPROBATION DE L'AVANT-PROJET OU DU PROJET DEFINITIF

Immédiatement après la notification par Infrabel de l'approbation de l'avant-projet ou du projet définitif, l'adjudicataire ou le bureau d'études fournira :

- un exemplaire des plans et/ou des modèles 3D sous forme digitale au format défini de commun accord avec le fonctionnaire dirigeant (par ex., dxf, dwg, rvt), ainsi que les plots (fichiers CTB) correspondants ;
- un exemplaire des autres documents sur support électronique, au format défini de commun accord avec le fonctionnaire dirigeant (par ex., rtf, docx, ...).

### 2.3.2. DANS LE CADRE DE L'EXECUTION DES TRAVAUX

Avant le début des travaux :

L'adjudicataire se charge :

- de l'établissement et de la fourniture de tous les plans d'exécution ;
- de l'établissement et de la fourniture des plans particuliers de construction et de détail, et des notes de calcul correspondantes ;
- de la fourniture des plans d'atelier et des notes de calcul correspondantes établies par les constructeurs ou fabricants désignés par l'adjudicataire.

L'adjudicataire fournit :

- 3 séries d'impression des plans sur papier, ainsi que 1 exemplaire des plans sous forme numérique dans un format défini de commun accord avec le fonctionnaire dirigeant (par ex., dxf, dwg, ... lisible en AUTOCAD dernière version), ainsi que les plots (fichiers CTB) correspondants ;
- 3 exemplaires des autres documents, ainsi que 1 exemplaire sur support électronique, dans un format défini de commun accord avec le fonctionnaire dirigeant (par ex., rtf, docx, pdf, ...).

Au cours de l'exécution des travaux, l'adjudicataire fournit :

Voir chapitre 11.2 de cette PTR "documents à fournir lors de l'exécution", et en complément :

- des plans de construction particuliers et des notes de calcul ;
- une étude des déformations et contraintes attendues lors du test des ponts, et une évaluation de ces tests, dans le cas où l'étude de conception est réalisée par l'adjudicataire.

Pour la réception provisoire, l'adjudicataire fournit :

- les documents qui composent le dossier d'intervention ultérieure selon l'AR concernant les chantiers temporaires ou mobiles.

## 2.4. PRINCIPES POUR L'EXECUTION DES ETUDES

### 2.4.1. CALCULS DE STRUCTURE

Pour autant qu'il n'y soit pas dérogé dans le présent document, les prescriptions de la norme NBN EN 1990 et de ses annexes A1 et A2 sont d'application.

Pour autant qu'ils soient significatifs, les effets suivants seront pris en considération :

- les effets dus au retrait et au fluage ;
- les effets de second ordre faisant entrer en ligne de compte l'influence d'imperfections et de modifications de forme au cours de la charge sur les bras de charge, ainsi que sur la répartition des charges ;
- les effets locaux, à hauteur des pièces d'appui, zones de concentration des charges, zones d'ancrage ou dont la géométrie subit des modifications soudaines ;
- l'effet des fluctuations de charge et de la fatigue ;
- la fissuration ou non du béton.

En aucun cas, une redistribution des éléments internes de force de plus de 25 % due à la plasticité ne peut être envisagée au niveau du projet établi à l'état limite ultime.

Tout calcul de structure prendra en compte la stabilité globale de la construction, du système initial non déformé, et, si la chose paraît nécessaire, du système déformé.

Dans certains cas, le projet (et le calcul) de structures ou d'éléments peut (peuvent) se fonder sur des essais. Tout modèle d'essai doit être vérifié au moyen de modèles de calculs, lesquels prendront en compte l'influence des principaux paramètres. Le projet sur la base d'essais doit faire l'objet d'une justification particulière, ainsi que d'une vérification de l'adéquation entre les conditions d'essai et les conditions réelles.

Infrabel se réserve le droit de demander ou de faire calculer des détails supplémentaires, de faire vérifier des calculs sans devoir indemniser le bureau d'études.

### 2.4.2. CLASSE DE CONSEQUENCE

Sauf mentions contraires au cahier spécial des charges, les ouvrages d'art (ponts-routes, ponts-rails, ouvrages de soutènements, ...) relèvent du niveau normal de sécurité correspondant à la classe de conséquence CC2 de la norme NBN EN 1990.

### 2.4.3. MODELISATION DES STRUCTURES

Les modèles de calcul simplifiés sont autorisés, si le domaine d'application est clairement défini et si les modèles se fondent sur les éléments suivants :

- éléments linéaires tels que poutres et colonnes ;
- éléments bidimensionnels tels que dalles et parois ;
- coques, voiles ;
- la combinaison des éléments susmentionnés en ensembles plus complexes.

Les modèles composés d'éléments ne pouvant être comparés à ceux mentionnés ci-dessus, ne peuvent être acceptés que moyennant une justification particulière, la fiabilité requise étant assurée.

### 2.4.4. UTILISATION DE CODES DE CALCUL

L'utilisation de codes pour ordinateur est autorisée pour procéder à des calculs de structures. Tout calcul au moyen de tels codes **s'accompagne d'une note explicative** comprenant :

- les limites d'utilisation ;
- les éléments utilisés dans le cadre des calculs effectués (quel type d'élément, les degrés de liberté des éléments, ...) ;
- les croquis et figures de la modélisation de la structure telle qu'acceptée, les conditions aux limites, les points d'application des charges et leur valeur numérique pour chaque cas de charge, la construction logique du modèle ;
- les façons dont sont calculés certains cas de charge spéciaux, tels que l'effet de la précontrainte, la température, les déformations différées, ... ;
- pour modéliser le comportement du béton quant au rapport de rigidité réciproque des parties constitutives, il convient de tenir compte du fait que la rigidité à la flexion  $EI$  du béton n'est pas constante (que le béton soit fissuré ou pas).

#### 2.4.4.1. SORTIE DES RESULTATS

Les résultats du calcul de structure seront présentés de façon compréhensible et synthétique, de préférence à l'aide d'une réalisation graphique.

Dans tous les cas, la sortie des résultats du code d'ordinateur ne pourra être considérée qu'en tant qu'annexe à la note de calcul accompagnante.

#### 2.4.4.2. CONTROLE MINIMAL

Les résultats d'un calcul s'appuyant sur un code pour ordinateur doivent être vérifiés à l'aide de méthodes de calcul classiques, basées sur des hypothèses approximatives. Ces calculs ne sont à effectuer que pour les cas de charge et les sections les plus critiques.

Par "méthode de calcul classique", on entend une méthode de calcul de structures qui n'a pas recours à un code d'ordinateur, mais uniquement à des moyens de calcul simples. Elle consiste en une méthode de travail reprise dans la littérature la plus courante traitant de l'analyse des constructions. Elle se base sur les lois simples de la statistique, de la compatibilité des déformations, du principe du travail virtuel ou tout autre principe définissant le maintien de l'équilibre.

#### 2.4.5. CONTENU DES NOTES DE CALCUL

Ce qui suit est une énumération du contenu minimum que doivent comporter les notes de calcul, sans pour autant qu'elle soit limitative :

1. contenu avec titre, description succincte de l'ouvrage d'art ou du bâtiment, signature de l'auteur du projet et date ;
2. hypothèses adoptées – conditions préalables – références à la littérature – signes conventionnels – normes utilisées et directives ;
3. récapitulatif des charges sollicitantes (modèles de charge, facteur de classification, coefficients dynamiques, ...) et qualités de matériau ;
4. implantation, angle de croisement, tracé des routes, détermination des portées ;
5. superstructure (tablier, poutres maîtresses, entretoises, raidisseurs, dalles, ...) : méthodes de calcul utilisées, choix des matériaux et coupes, commentaire vis à vis de ces choix, modélisation, calculs et résultats, optimisation.

Calcul éventuel avec code pour ordinateur, résumé, représentation graphique, synthèse succincte des résultats, comparaison avec contrôle minimal.

Calculs de détail, assemblages, déformations, fatigue. Évaluation de la sécurité, déformabilité, durabilité, ... ;

6. infrastructure (appareils d'appui, poutres sommiers, piles, culées, fondations, murs de soutènement, etc.). Idem point 4 ;
7. étude (de sol) géotechnique, plan d'implantation compris.

Tous les calculs d'ingénierie civile doivent être signés par un "Master en sciences de l'ingénieur civil orientation construction" ayant au moins 5 années d'expérience en matière de projets et de construction de ponts.

## 3. ACTIONS A PRENDRE EN CONSIDERATION

### 3.1. ACTIONS SUR LES OUVRAGES D'ART

#### 3.1.1. GENERALITES

Ce chapitre reprend les actions caractéristiques d'application à la conception des ouvrages d'art. Pour autant qu'il n'y soit pas dérogé dans cet article, la norme NBN EN 1991, parties 1-1 à 1-7, et la norme NBN EN 1991-2 sont d'application.

#### 3.1.2. POIDS DE STRUCTURE

Les différentes masses volumiques figurent dans la norme NBN EN 1991-1-1.

Pour tenir compte des liaisons, du soudage, de la conservation, etc., un coefficient de majoration de 1,03 est appliqué au poids propre pour les éléments structurels en acier.

#### 3.1.3. ACTIONS PERMANENTES

##### 3.1.3.1. SURCHARGE DU REVETEMENT ROUTIER

En plus des actions permanentes présentes, les réserves suivantes sont imposées :

- une réserve de profilage : celle-ci permet ultérieurement d'adapter quelque peu le profil en long. Cette réserve de profilage s'étend sur toute la surface du pont ;
- une réserve destinée aux adaptations locales du profil en long et aux inégalités locales.

Pour la somme des deux réserves, un forfait de 0,5 kN/m<sup>2</sup> est adopté aux endroits les plus défavorables de l'ensemble de la surface de pont.

##### 3.1.3.2. LIT DE BALLAST ET VOIES

La voie, constituée des 2 files de rail, des traverses et des moyens de fixation, exerce une charge linéaire de 3 kN/m.

Pour le lit de ballast, il convient de tenir compte, sur toute sa largeur, d'une charge minimale de 10 kN/m<sup>2</sup>. Si l'épaisseur effective du lit de ballast sous la traverse est supérieure à 30 cm (voir Figure 3.1), il faudra également comptabiliser la surépaisseur (le poids propre du ballast équivaut à 20 kN/m<sup>3</sup>).

Voir le chapitre 13.2 pour l'épaisseur de ballast minimale à respecter.

Au dimensionnement des ouvrages d'art, un écart de +30 % d'épaisseur de lit de ballast doit être pris en compte par rapport à l'épaisseur nominale.

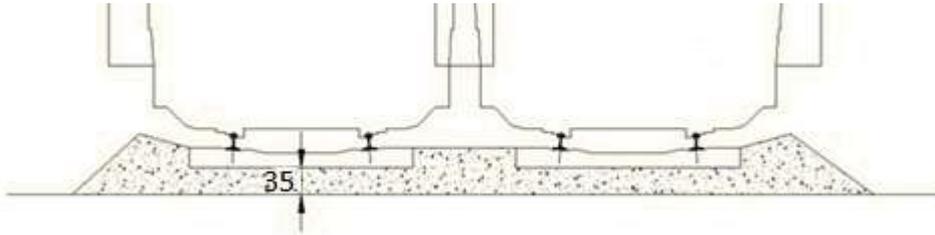


Figure 3.1 – Lit de ballast

### 3.1.3.3. CANIVEAUX A CABLES

Au droit des caniveaux à câbles, on tient compte du poids d'un caniveau de minimum 2 kN/m. Il faut tenir compte de la charge des câbles présents, avec un minimum de 1 kN/m.

### 3.1.4. ACTIONS VARIABLES POUR LE TRAFIC ROUTIER

Comme charge mobile, il faut tenir compte d'une charge théorique constituée de charges concentrées, accompagnées ou non d'une charge uniformément répartie, susceptibles de se présenter sur toute la longueur du pont. La charge uniformément répartie n'est pas interrompue à l'endroit des charges concentrées.

La norme NBN EN 1991-2 définit quatre modèles de charge à considérer **séparément**. Ils incluent aussi les facteurs de majoration dynamique, mais pas d'éventuels facteurs d'adaptation.

Si une ligne d'influence présente aussi bien des parties positives que négatives, on doit considérer pour les ponts-routes que les charges uniformément réparties ne sont appliquées que sur les parties défavorables du tronçon d'influence.

Le modèle de charge 1 présente l'effet du trafic normal et se compose de convois tandems et de charges uniformément réparties, de longueur illimitée et infiniment divisibles, figurant dans le Tableau 4.2 de la norme NBN EN 1991-2.

Les valeurs suivantes des facteurs d'adaptation  $\alpha$  sont appliquées :

- bande théorique 1 :  $\alpha_{Q1} = 1,0$        $\alpha_{q1} = 1,0$  ;
- bande théorique 2 :  $\alpha_{Q2} = 1,0$        $\alpha_{q2} = 1,0$  ;
- bande théorique 3 :  $\alpha_{Q3} = 1,0$        $\alpha_{q3} = 1,0$  ;
- surface restante :  $\alpha_{qr} = 1,0$ .

Le modèle de charge 2 est destiné à étudier des petits éléments de ponts et des situations de charge locales. Le modèle de charge 2 se compose d'une lourde charge par essieu de 400 kN, indiquée au § 4.3.3 de la norme NBN EN 1991-2.

Les facteurs d'adaptation  $\beta_Q$  valent 1. Néanmoins, il se peut que dans la situation de charge la plus défavorable, une seule roue de 200 kN soit prise en considération.

Le modèle de charge 3 est constitué d'un ensemble de convois exceptionnels.

Le convoi exceptionnel de calcul doit être défini dans les dispositions techniques du cahier spécial des charges selon l'annexe A de la norme NBN EN 1991-2.

Conformément à l'annexe nationale NBN EN 1991-2 ANB, le convoi exceptionnel 900/150 est considéré, pour tous les ouvrages d'art, comme modèle de charge 3.

Le modèle de charge 4 est à considérer.

Si une voie se situe dans la chaussée d'un pont-route, la charge la plus défavorable attendue et sa fréquence seront vérifiées pour chaque cas séparément et constitueront la base du calcul.

Il doit toujours y avoir un accord avec le gestionnaire du pont en ce qui concerne les modèles de charge à appliquer.

### 3.1.5. ACTIONS VARIABLES POUR LES PIETONS

Les passerelles et les trottoirs de ponts doivent convenir à la circulation des piétons, cyclistes et motocyclistes, mais doivent aussi tenir compte de charges de construction et de certains véhicules de service spéciaux et de charges exceptionnelles. Ces actions produisent des charges verticales et horizontales, statiques et dynamiques. Tous les efforts comprennent aussi des effets de majoration dynamiques.

Une distinction est faite entre les trottoirs publics, les trottoirs de service, les quais et les plates-formes de visite mobiles et fixes.

#### 3.1.5.1. PASSERELLES ET TROTTOIRS PUBLICS

Trois modèles de charges mobile doivent être considérés séparément :

- Modèle 1 : une charge uniformément répartie, de longueur illimitée et infiniment divisible  $q_{fk}$ .

En ce qui concerne les ponts pour piétons et cyclistes, les valeurs suivantes sont adoptées pour les travées individuelles :  $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$ .

- Modèle 2 : une charge concentrée  $Q_{fwk}$ .

Une charge concentrée de 10 kN doit être prise en considération dans la position la plus défavorable, avec une surface répartie de  $0,10 \times 0,10 \text{ m}^2$ .

- Modèle 3 : véhicules de service  $Q_{serv.}$

Si aucun obstacle fixe n'entrave la circulation d'un véhicule sur le tablier de pont, un véhicule d'entretien doit être pris en considération.

Si aucun véhicule d'entretien n'est prescrit, celui-ci correspond à la charge spéciale définie au § 5.6.3 (2) de la norme NBN EN 1991-2.

### **3.1.5.2. PASSERELLES ET TROTTOIRS DE SERVICE NON DESTINES AU PUBLIC**

Sur les trottoirs de service, deux modèles de charge mobile doivent être considérés séparément :

- une charge uniformément répartie, de longueur illimitée et infiniment divisible de  $3,5 \text{ kN/m}^2$  ;
- une charge concentrée de  $2 \text{ kN}$  doit être prise en considération dans la position la plus défavorable, avec une surface répartie de  $0,20 \times 0,20 \text{ m}^2$ .

### **3.1.5.3. QUAIS**

Sur les quais, deux modèles de charge mobile doivent être considérés séparément :

- une charge uniformément répartie, de longueur illimitée et infiniment divisible de  $5 \text{ kN/m}^2$  ;
- une charge concentrée de  $20 \text{ kN}$  doit être prise en considération dans la position la plus défavorable, avec une surface répartie de  $0,20 \times 0,20 \text{ m}^2$ .

Les quais sur lesquels pourraient circuler des véhicules du trafic routier public sont à calculer selon les prescriptions concernant les ponts-routes.

### **3.1.5.4. PLATES-FORMES FIXES D'ENTRETIEN ET DE VISITE**

Sur les plates-formes fixes d'entretien et de visite, deux modèles de charge mobile doivent être considérés séparément, conformément à la classe de charge 3, selon la norme NBN EN 12811 1, pour le travail léger avec stockage limité ou le travail lourd sans stockage :

- une charge uniformément répartie, de longueur illimitée et infiniment divisible de  $2 \text{ kN/m}^2$  ;
- une charge concentrée de  $1 \text{ kN}$  doit être prise en considération dans la position la plus défavorable, avec une surface répartie de  $0,20 \times 0,20 \text{ m}^2$ .

### **3.1.5.5. PLATES-FORMES MOBILES D'INSPECTION ET DE VISITE**

Sur les plates-formes mobiles d'entretien et de visite, on considère la charge suivante :

- une charge uniforme de  $1,5 \text{ kN/m}^2$  ou une charge linéaire de  $1,2 \text{ kN/m}$  sollicitant la plate-forme mobile d'inspection et de visite.

### 3.1.5.6. GARDE-CORPS

Les forces, transmises au tablier de pont par les garde-corps des trottoirs et des passerelles pour cyclistes et piétons, sont déterminées comme étant une charge linéaire variable de 1,0 kN/m appliquée perpendiculairement sur la lisse supérieure (à 1,2 m au-dessus de la surface de roulement) soit horizontalement, soit verticalement.

On considère en outre l'influence d'une charge ponctuelle horizontale, dont la valeur se chiffre à 1 kN si elle est appliquée à un endroit quelconque de la lisse supérieure, et d'une charge ponctuelle horizontale, dont la valeur est de 0,5 kN si elle est appliquée à un endroit quelconque des lisses intermédiaires.

### 3.1.6. ACTIONS VARIABLES POUR LE TRAFIC FERROVIAIRE

#### 3.1.6.1. MODELES DE CHARGE

La règle générale veut que les nouveaux ponts-rails soient conçus pour la combinaison :

- Modèle de charge 71 :

Le modèle de charge 71 illustre l'effet<sup>3</sup> de la charge verticale consécutivement au trafic ferroviaire normal, voir Figure 3.2. Ce modèle de charge est à appliquer à l'ensemble des deux files de rails constituant une voie.

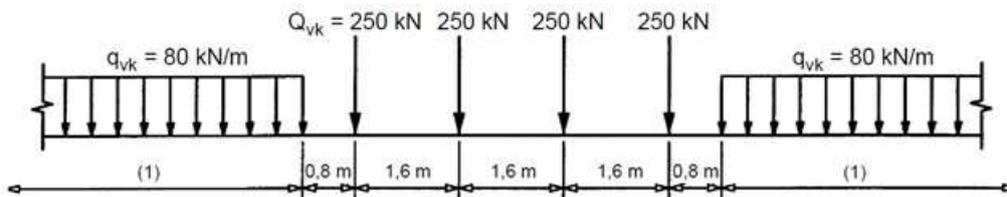


Figure 3.2 – Modèle de charge 71 et valeurs caractéristiques pour les charges verticales

- Modèle de charge SW/0 :

Le modèle de charge SW/0 traduit l'effet statique de la charge résultant d'un trafic ferroviaire normal, à appliquer uniquement sur des poutres continues (ponts sur plusieurs points d'appui).

- Modèle de charge SW/2 :

Sauf mention contraire dans le cahier spécial des charges, le modèle de charge SW/2 n'est pas pris en compte.

- Modèle de train à vide :  $q_{vk}=10$  kN/m pour certaines vérifications spécifiques.

<sup>3</sup>. Il s'agit d'un modèle enveloppant, indissociable du facteur de majoration dynamique, qui ne simule aucun train réel à l'arrêt.

Pour l'application des charges de trafic sur les ponts-rails, se référer au § 6.8 de la norme NBN EN 1991-2.

Pour la détermination des effets de charge les plus défavorables à l'application du modèle de charge 71, il faut appliquer, en complément de (4), une charge uniformément répartie, de *longueur illimitée et infiniment divisible*  $q_{vk}$  sur une voie et des charges simples exceptionnelles  $Q_{vk}$  à quatre reprises maximum, une fois par voie.

Le projet doit tenir compte, si possible, d'un déplacement latéral des voies de 25 cm.

Pour les tabliers de pont isostatiques, le modèle de charge 71 peut être simplifié à une charge équivalente uniformément répartie, exprimée en kN/m (voir Tableau 3.1). Une distinction est opérée entre les charges équivalentes pour moment fléchissant  $Q_m$  (kN/m) et celles pour effort tranchant  $Q_t$  (kN/m).

Portée (m)	$Q_m$ (kN/m)	$Q_t$ (kN/m)	Portée (m)	$Q_m$ (kN/m)	$Q_t$ (kN/m)	Portée (m)	$Q_m$ (kN/m)	$Q_t$ (kN/m)
0,8	625,00	625,00	7,2	160,25	189,14	36	104,86	108,90
1,0	500,00	503,20	7,4	159,52	187,35	38	103,67	107,47
1,2	416,67	425,56	7,6	158,75	185,60	40	102,58	106,17
1,4	357,15	371,84	7,8	157,94	183,88	42	101,59	104,99
1,6	312,50	332,50	8,0	157,12	182,20	44	100,68	103,91
1,8	278,28	308,65	8,2	156,29	180,56	46	99,84	102,92
2,0	251,60	300,00	8,4	155,44	178,96	48	99,07	102,01
2,2	230,25	289,26	8,6	154,60	177,40	50	98,36	101,17
2,4	213,26	277,78	8,8	153,75	175,87	52	97,69	100,39
2,6	199,04	266,75	9,0	152,90	174,39	54	97,08	99,66
2,8	186,95	256,74	9,2	152,06	172,94	56	96,50	98,99
3,0	181,29	247,65	9,4	151,23	171,52	58	95,96	98,36
3,2	179,20	239,38	9,6	150,40	170,14	60	95,46	97,77
3,4	176,84	233,57	9,8	149,57	168,80	65	94,33	96,45
3,6	174,24	231,49	10	148,76	167,49	70	93,35	95,31
3,8	173,14	228,54	11	144,86	161,43	75	92,50	95,32
4,0	175,00	225,00	12	141,25	156,09	80	91,75	93,45
4,2	175,74	221,27	13	137,95	151,37	85	91,08	92,68
4,4	175,62	217,61	14	134,93	147,17	90	90,49	91,99
4,6	174,86	214,03	15	132,18	143,42	95	89,96	91,37
4,8	173,62	210,56	16	129,67	140,05	100	89,47	90,82
5,0	172,07	208,00	17	127,37	137,02	110	88,64	89,85
5,2	170,36	207,11	18	125,26	134,27	120	87,94	89,05
5,4	168,54	205,77	19	123,32	131,76	130	87,34	88,36
5,6	166,71	204,09	20	121,54	129,48	140	86,83	87,77
5,8	164,85	202,24	22	118,36	125,45	150	86,38	87,26
6,0	162,94	200,36	24	115,62	122,03	160	85,99	86,82
6,2	161,89	198,46	26	113,23	119,08	170	85,64	86,42
6,4	161,90	196,57	28	111,14	116,51	180	85,34	86,07
6,6	161,73	194,68	30	109,30	114,26	190	85,06	85,75
6,8	161,38	192,81	32	107,66	112,27	200	84,81	85,14
7,0	160,87	190,96	34	106,19	110,49			

Tableau 3.1 – Charge équivalente uniformément répartie, exprimée en kN/m  
(sans coefficient dynamique ni facteur de classification)

### 3.1.6.2. EFFETS DYNAMIQUES

Les critères visant à établir si un calcul dynamique est requis, sont définis suivant l'organigramme repris à la Figure 6.9 de la norme NBN EN 1991-2.

### 3.1.6.3. FACTEURS DE CLASSIFICATION $\alpha$

Les charges du schéma doivent être multipliées par un facteur de classification, voir § 6.3.2 (3) de la norme NBN EN 1991-2. Pour le facteur  $\alpha$ , on applique :

- pour le modèle de charge 71 :  $\alpha = 1,20$  ;
- pour le modèle de charge SW/0 :  $\alpha = 1,20$  ;
- pour le modèle de charge SW/2 :  $\alpha = 1,00$  ;
- pour les lignes à grande vitesse<sup>4</sup> :  $\alpha = 1,00$ .

En règle générale, le facteur de classification  $\alpha$  est appliqué lors des vérifications suivantes :

- état limite ultime ;
- conception élastique de sections ;
- action des charges sur les appuis et l'infrastructure ;
- déformations (flèche, gauche, rotation angulaire).

Le facteur de classification  $\alpha$  n'est pas appliqué lors des vérifications suivantes :

- confort des voyageurs ;
- fatigue ;
- fissuration.

### 3.1.6.4. COEFFICIENT DE MAJORATION DYNAMIQUE

Le supplément dynamique des contraintes et des effets vibratoires dans la construction sont pris en compte au moyen des coefficients dynamiques  $\Phi$  par lesquels il faut multiplier les moments fléchissants, les efforts tranchants, etc. dus aux charges mobiles. Le coefficient dynamique  $\Phi$  ne prend toutefois pas en compte les effets de résonance. Le coefficient  $\Phi$  a la même valeur pour les structures en béton armé, en béton précontraint, en acier, ainsi que pour les constructions mixtes.

---

<sup>4</sup>. Selon la définition de la STI.

La valeur de  $\Phi$  dépend des longueurs caractéristiques  $L_\phi$  propres aux différents éléments du pont, conformément au Tableau 6.2 de la norme NBN EN 1991-2. On ne fait de distinction entre les différents types de pose de voie (pose de voie directe ou sur ballast).

Les coefficients dynamiques affectent uniquement la charge verticale du Modèle de charge 71, mais ils n'affectent pas les autres charges (forces centrifuges, efforts de freinage et de démarrage, effort de lacet).

Les culées, piles, fondations et pressions sur le sol sont à calculer sans tenir compte du coefficient dynamique.

Le coefficient dynamique  $\Phi$ , **pour une voie soigneusement entretenue**, est déterminé par  $\Phi_2$  :

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82 \text{ avec } 1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67$$

où  $L_\phi$  est la longueur caractéristique (m) selon la norme NBN EN 1991-2, Tableau 6.2.

Pour les ponts voutés et les ponts en béton avec une épaisseur de couverture supérieur à 1 m, un coefficient dynamique réduit  $\Phi_{2,red}$  peut être utilisé, avec :

$$\Phi_{2,red} = \Phi_2 - \frac{h-1,00}{10} \geq 1,0$$

où  $h$  est l'épaisseur de couverture, ballast compris depuis le niveau supérieur du tablier jusqu'au niveau supérieur de la traverse (m).

Pour certains éléments, le coefficient dynamique  $\Phi_3$  s'applique conformément à la norme NBN EN 1991-2, Tableau 6.2.

### 3.1.7. CHARGES HORIZONTALES

#### 3.1.7.1. FORCES CENTRIFUGES

Conformément à la norme NBN EN 1991-2, § 6.5.1.

#### 3.1.7.2. EFFORTS DE LACET

Conformément à la norme NBN EN 1991-2, § 6.5.2.

#### 3.1.7.3. EFFORTS DE FREINAGE ET DE DEMARRAGE

Conformément à la norme NBN EN 1991-2, § 6.5.3.

### 3.1.8. INTERACTIONS ENTRE LA STRUCTURE DE L'OUVRAGE ET LA VOIE EN LONGS RAILS SOUDES

#### 3.1.8.1. INTRODUCTION

Si la voie s'étend en longs rails soudés au-delà d'une ou des deux extrémités du pont (voie sans joint), alors :

- seule une partie des efforts de freinage et de démarrage sont transmis aux appuis via le tablier, le reste des efforts est transmis par la voie et repris au-delà des culées ;
- les déformations du tablier (par ex., suite à des variations de température, des efforts verticaux, du retrait ou du fluage) engendrent des forces non négligeables dans la direction longitudinale des rails et dans les appuis fixes du pont.

Les effets de ces interactions entre l'ouvrage et la voie sur les charges variables doivent être pris en compte lors de l'étude de la superstructure du pont, des appuis fixes, de l'infrastructure et pour le contrôle des effets des charges dans les rails conformément au § 6.5.4 de la norme NBN EN 1991-2.

Principe des interactions

Les interactions surviennent suite aux (petits) mouvements du tablier. Elles engendrent, à leur tour, des mouvements dans la voie. Les mouvements relatifs de la voie par rapport au tablier engendrent des forces horizontales (frottement) reprises par le tablier.

Lorsque le diagramme des forces (cf. Figure 3.3) de la voie est réalisé, les forces horizontales  $F$  reprises par le tablier peuvent être déterminées.

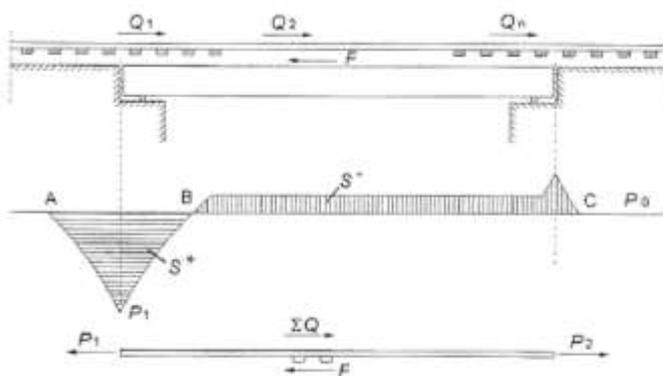


Figure 3.3 – Diagramme des forces de la voie

L'équilibre des forces sur la section de voie comprise entre 2 joints donne :  
 $F = \sum Q + P_2 - P_1$ . Étant donné que  $\sum Q = 0$ , la force  $F$  vaut donc  $P_2 - P_1$ .

#### Schématisation et calcul de l'interaction entre la voie et un pont

Pour déterminer les effets de charges dans un système d'interaction voie-pont, on peut se baser sur la Figure 6.19 de la NBN EN 1991-2 (cf. Figure 3.4).

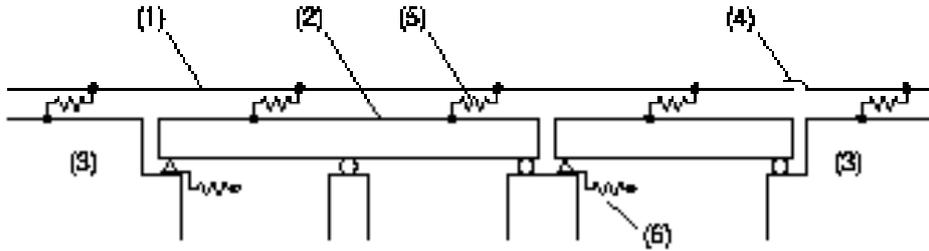


Figure 3.4 - Schématisation de l'interaction entre la voie et un pont.

Les recommandations concernant le calcul de cette interaction entre la voie et le pont sont faites dans la fiche UIC 774-3 : 2001.

### 3.1.8.2. FORCES DE FREINAGE ET DE DEMARRAGE

Les forces longitudinales causées par le freinage et le démarrage, agissant sur les appuis fixes, peuvent être obtenues par le modèle simplifié pour un tablier unique – § 6.5.4.6.1. (3). Ces forces sont à multiplier par le facteur de réduction  $\xi$  donné dans le Tableau 6.9 de la NBN EN 1991-2.

### 3.1.8.3. EFFETS THERMIQUES DANS LA VOIE SANS JOINT

Les forces longitudinales engendrées par les variations de température ne sont pas des charges dues au trafic mais sont considérées comme des charges thermiques selon la NBN EN 1991-1-5.

- Tablier avec des appuis semi-flexibles (appuis en élastomère fretté) :

Soit une voie continue avec une force normale  $P_0$  soumise à une température  $T$ . Lors d'une diminution de la température jusqu'à  $T'$ , la force normale devient  $P'_0$  à une distance suffisante du tablier. Les ouvertures du joint de part et d'autre du tablier disparaissent et engendrent un pic dans le diagramme de forces. Au milieu du tablier, la voie adhère pour ainsi dire au tablier et la force normale prend la valeur  $P''_0$ , avec  $P'_0 < P''_0 < P_0$ , car la dilatation du tablier est plus faible que celle du rail.

Le résultat est présenté dans la Figure 3.5 avec  $\sum S^+ = S^-$ .

**Etant donné la symétrie  $P_1 = P_2$  et le transfert des forces horizontales sur le tablier vaut  $F_{TK} = 0$ .**

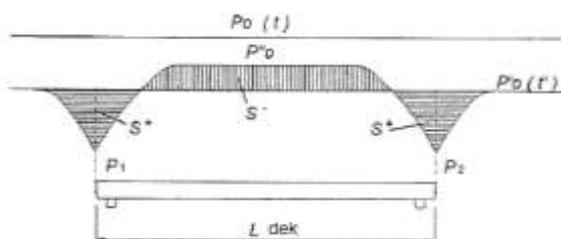


Figure 3.5 – Diagramme des forces pour un tablier avec des appuis flexibles

- Tabliers avec des appuis fixes et mobiles :

Lors de la diminution de la température jusque  $t'$ , il n'y a que le joint à l'appui mobile qui se dilate. Pour les appuis fixes du pont avec des LRS, les forces caractéristiques dues au changement de température dans la direction longitudinale valent  $F_{Tk} = P_2 - P_1$  pour chaque voie (Cfr Figure 3.6). Ces forces peuvent être déterminées selon la méthode de calcul simplifiée pour un tablier unique §6.5.4.6. (4) de la NBN EN 1991-2 avec  $k = 20 \text{ kN/m}$  pour une voie non chargée et normalement compactée.

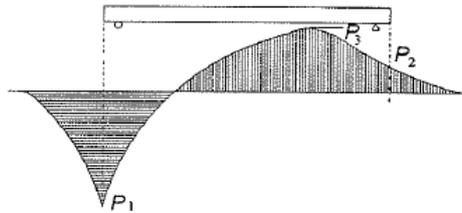


Figure 3.6 - Diagramme de forces pour un tablier avec des appuis fixes et mobiles

#### 3.1.8.4. EFFET DE LA DEFORMATION DE LA SUPERSTRUCTURE SOUS CHARGES VERTICALES

- Tablier avec des appuis semi-flexibles (appuis en élastomère fretté) :

par symétrie,  $F_{Qk} = 0$ .

- Tablier avec des appuis fixes et mobiles :

Les forces d'interaction, suite aux déformations du tablier sous des charges verticales, sont déterminées suivant la fiche UIC 774-3 : 2001 (diagrammes d'interaction en annexe B de la même fiche UIC). Suivant l'emplacement de l'axe neutre du tablier par rapport à la face supérieure du tablier, deux cas sont considérés (cf. Figure 3.7) :

- axe neutre de la superstructure sous la surface supérieure du tablier (tablier de types 1 et 2) ;
- axe neutre de la superstructure de la surface supérieure du tablier (tablier de type 3).

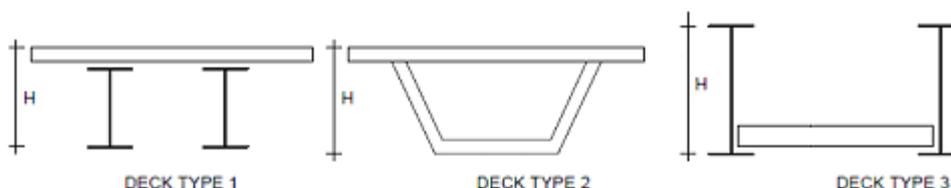


Figure 3.7 - Types de tabliers

Paramètres à déterminer en vue de caractériser les forces d'interaction dues aux déformations du tablier sous charges verticales :

H la distance entre la face supérieure du tablier et le point de rotation de l'appui fixe ;

$\Theta H$  la déformation horizontale suite à la rotation angulaire du tablier (cf. figure 3.8).

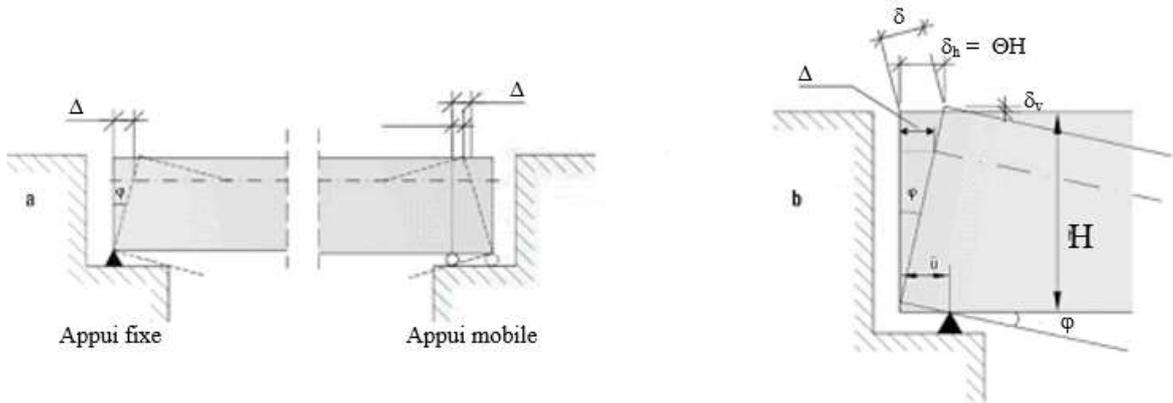


Figure 3.8 - Déplacement horizontal suite à la rotation angulaire

$\omega$  la distance entre l'axe neutre du tablier et la face supérieure du tablier ;

$\gamma = \omega/H$

$K = \frac{F_1}{(\delta_p + \delta_\varphi + \delta_h)}$  la rigidité totale longitudinale de la fondation (cf. figure 3.9)

avec  $\delta_p$  flexion de la fondation ;  
 $\delta_\varphi$  rotation de la fondation ;  
 $\delta_h$  déplacement de la fondation.

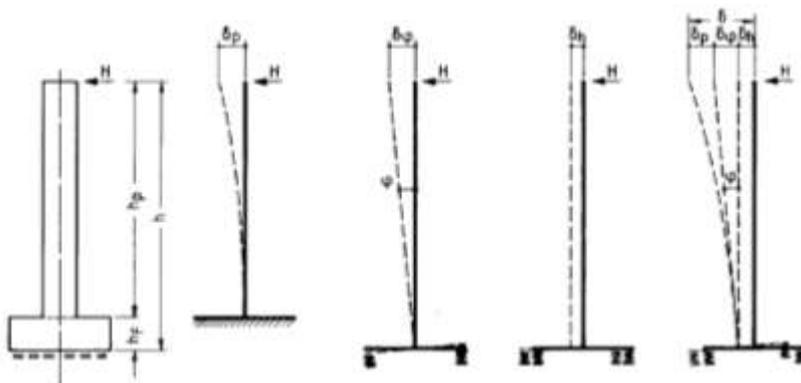


Figure 3.9 – Rigidité longitudinale équivalente sur la structure d'appui

### 3.1.9. ACTIONS AERODYNAMIQUES DUES AU PASSAGE DU TRAIN

Les charges aérodynamiques dues au passage du train doivent être prises en compte lors de la conception et du calcul des constructions proches des voies. Et ce, selon le § 6.6 de la NBN EN 1991-2.

### 3.1.10. AUTRES ACTIONS VARIABLES

#### 3.1.10.1. ACTIONS DU VENT

##### A. CAS GENERAL

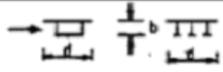
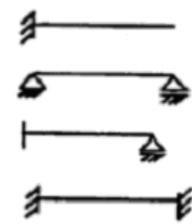
L'action du vent est déterminée selon la norme NBN EN 1991-1-4.

On fait une distinction entre deux types de construction, **les constructions rigides**, pour lesquelles les effets dynamiques de résonance entre le tourbillon d'air et les fréquences propres de la construction sont négligeables, et **les constructions flexibles**, pour lesquelles ces effets dynamiques doivent être considérés.

Une construction est rigide si la fréquence propre  $n_1$  du premier mode de vibration est supérieure ou égale à la fréquence limite  $n_{lim}$ .

Pour la plupart des constructions, la distinction entre construction rigide et construction flexible peut être estimée, sans calculer la fréquence propre  $n_1$ , en utilisant la description simplifiée des constructions rigides et flexibles figurant au Tableau 3.2.

Pour les constructions rigides de petite hauteur, on peut adopter, pour simplifier, une pression de vent forfaitaire de 2,0 kN/m<sup>2</sup>.

Ponts 	Critères satisfaits si :	
	$d/b \leq 5$	$d/b \geq 10$
Types de supports pour les forces horizontales 	$l/b < 8$	$l/b < 14$
	$< 16$	$< 29$
	$< 24$	$< 44$
	$< 32$	$< 58$

Remarques : (i)  $V_{ref} = 28$  m/s  
(ii) terrain de catégorie I

$$(iii) \quad n = \frac{100}{l}$$

(iv) chiffre Strouhal du Tableau C.1  
pour les définitions, voir annexe C.2  
(v) interpolation linéaire pour  $5 \leq d/b \leq 10$

Tableau 3.2 – Description simplifiée des constructions rigides et flexibles

Comme surface touchée par le vent, il faut tenir compte de la surface d'une zone à hauteur de la construction totale du tablier avec la bande de trafic, ainsi que des projections des parties saillantes en dessous et au-dessus de la première traverse principale, augmentées par la surface ainsi calculée de la deuxième traverse principale, de la troisième et des traverses principales suivantes, multipliées par les coefficients pour les effets d'ombre. Les coefficients pour les effets d'ombre, respectivement  $\eta$ ,  $\eta^2$ , ... sont déterminés selon la Figure 7.42 de la norme NBN EN 1991-1-4 ANB : 2010

où  $\varphi = A/A_{pl}$

$A$  est la superficie de la projection du contour extérieur de la construction ou de l'élément de construction sur un plan parallèle au plan considéré (c'est-à-dire perpendiculaire à la direction du vent) ;

$A_{pl}$  est la superficie totale des parties à parois pleines du treillis projetées sur la surface  $A$ .

Un exemple :

$F$  est la surface de trafic ;

$F_1$  est la projection de la première poutre principale ;

$F_2$  est la projection de la deuxième poutre principale ;

$F_3$  est la projection de la troisième poutre principale ;

$F_4$  est la projection de la quatrième poutre principale.

$$F_{tot} = F + F_1 + \eta F_2 + \eta^2 F_3 + \eta^3 F_4$$

Pour les ponts-routes, le trafic est comparé à un rectangle de 2 m de haut. Le côté inférieur du rectangle se trouve à hauteur de la surface de roulement. Pour les ponts-rails, la hauteur du rectangle est de 4 m et son côté inférieur est placé au niveau supérieur des rails.

Lorsque le trafic routier, respectivement le trafic ferroviaire, doit être simultanément pris en compte avec le vent, la valeur combinée  $\psi_0 F_{wk}$  de la charge du vent sur le pont et sur les véhicules, respectivement les trains, doit être limitée à une valeur  $F_w^*$ , respectivement  $F_w^{**}$  déterminée par la valeur fondamentale de la vitesse du vent de base  $v_{b,0}$ , à remplacer par une valeur  $v_{b,0}^*$ , respectivement  $v_{b,0}^{**}$ , conformément au § 8 de la norme NBN EN 1994-1-4.

où :

$F_{wk}$  Pression du vent caractéristique ;

$F_w^*$  Pression du vent compatible avec le trafic routier ;

$F_w^{**}$  Pression du vent compatible avec le trafic ferroviaire.

## B. ACTIONS DU VENT SUR LES PONTS MOBILES

Pour les actions du vent, l'ouvrage d'art est calculé selon la norme NBN EN 1991-1-4.

Le maître de l'ouvrage fournit les données nécessaires à la conception de l'ouvrage d'art et des éléments électromécaniques.

Ces données comprennent, entre autres, la vitesse de vent maximale à laquelle le pont reste opérationnel, la charge du vent autorisée lorsque le nombre de vérins de commande est réduit (défaut ou entretien), la catégorie de terrain, ...

### 3.1.10.2. EFFETS THERMIQUES

L'effet thermique est déterminé selon la norme NBN EN 1991-1-5.

### 3.1.10.3. NEIGE

Aucune charge de neige n'est à prendre en compte pour les ponts fixes. La charge de neige ne doit être prise en considération que pendant l'exécution. Lors de la phase d'utilisation, la charge de circulation, qui ne survient pas en même temps que la charge de neige, est déterminante. Pour la conception des ponts mobiles, lorsque ceux-ci sont en mouvement, on tient compte d'une charge de neige quand l'inclinaison ne dépasse pas 45°.

### 3.1.10.4. TASSEMENTS

Sauf mention contraire dans le cahier spécial des charges, tous les appareils d'appui de pont sont en élastomère fretté.

La conception et le calcul doivent tenir compte de tassements différentiels de 10 mm entre les différents points d'appui du pont.

### 3.1.10.5. RETRAIT ET FLUAGE

Dans le modèle de calcul, le retrait et le fluage peuvent être modélisés comme une diminution

uniforme de température  $\Delta T = \frac{\varepsilon_{cs}}{\alpha_c [1 + 0,50 \phi(t, t_0)]}$ , où la force de traction due au gradient de

température  $N_T$  est assimilée à la force due au retrait  $N_{cs}$  ( $N_T = \varepsilon_{cT} E_{cm} A_c$  avec  $\varepsilon_{cT} = \alpha_c \Delta T$  et

$N_{cs} = \varepsilon_{cs} E A_c$  avec  $E = \frac{E_{cm}}{[1 + 0,50 \phi(t, t_0)]}$  la valeur intermédiaire).

Le facteur 0,5 tient compte de l'influence mutuelle qu'ont le retrait et le fluage l'un sur l'autre.

### 3.1.10.6. EFFORTS HORIZONTAUX DANS LES APPAREILS D'APPUI MOBILES

Les forces horizontales, provenant de la résistance de frottement et de roulement des appuis mobiles, sont calculées comme un pourcentage de la force de l'appui sous charges permanentes et mobiles, sans coefficient dynamique.

En cas de manque d'information précise, les coefficients de frottement suivants peuvent être pris pour des appareils d'appuis en bon état :

- pour les appuis de glissement acier-acier : 0,15 à 0,30 ;
- pour les appuis de glissement en PTFE :
  - pour une pression de contact  $> 16 \text{ N/mm}^2$  : 0,01 à 0,02 ;
  - pour une pression de contact  $< 2 \text{ N/mm}^2$  : 0,03 à 0,06

avec interpolation linéaire pour les valeurs intermédiaires.

- pour les appuis à rouleau : 0,03 à 0,05.

### 3.1.10.7. MONTAGE ET AUTRES OPERATIONS

Lorsque les opérations de chargement, de transport, de déchargement, de montage ou de mise en place d'un pont, prescrites ou autorisées dans le projet sont susceptibles de causer dans certains éléments des efforts supérieurs ou des charges de signe opposé à celles en service, il faut en tenir compte dans les calculs de stabilité.

Pour les ponts mobiles, il y a lieu de tenir compte de l'incidence de l'inertie des parties mobiles, des efforts suite au verrouillage du pont et des efforts dus aux mécanismes.

### 3.1.10.8. DEPLACEMENTS AUX APPUIS ET JOINTS

Les déplacements aux joints et appareils d'appui sont calculés compte tenu des données suivantes :

- surcharges variables ;
- température ;
- retrait et fluage : modélisé comme une diminution de température de  $10^\circ\text{C}$  ;
- une réserve de déplacement.

### 3.1.10.9. COEFFICIENTS DE MAJORATION DYNAMIQUE AFFECTANT LES CHARGES REELLES

Les coefficients de majoration dynamique pour les charges réelles sont déterminés selon le Tableau 3.3 et la norme NBN EN 1991-2, annexe C.

Etat de charge	Coefficients dynamiques pour	
	Moments fléchissants	Efforts tranchants
Etat temporaire	$1 + \varphi' + 0,5 \varphi''$	$1 + 2/3 \varphi' + 1/3 \varphi''$
Etat définitif	$1 + \varphi' + \varphi''$	$1 + 2/3 \varphi' + 2/3 \varphi''$

Tableau 3.3 – Coefficients dynamiques pour les charges réelles

### **3.1.10.10.FORCES D'INERTIE SUR LES PONTS MOBILES**

Les forces d'inertie au début et à la fin du mouvement de pont et un arrêt intermédiaire d'urgence du mouvement du pont doivent être pris en compte dans les calculs.

### **3.1.11. ACTIONS ACCIDENTELLES**

#### **3.1.11.1. TREMBLEMENTS DE TERRE**

Le risque sismique n'est pas nul en Belgique. Il dépend principalement de trois paramètres : le lieu (carte disponible dans l'annexe nationale de la NBN EN 1998-2), le sol et la classe des conséquences. A partir de ces paramètres, l'accélération à la base des ouvrages et donc les forces dans l'ouvrage peuvent être calculées.

Le calcul se fait à l'état limite ultime pour les situations de projet sismiques selon NBN EN 1990. Les prescriptions de NBN EN 1998 doivent être respectées.

Sauf avis contraire de l'adjudicataire, ce calcul n'est pas à faire.

#### **3.1.11.2. HEURTS DE PONTS**

##### **A. PAR DES VEHICULES ROUTIERS**

La superstructure du pont peut être heurtée par un véhicule circulant sous l'ouvrage. Les prescriptions de la norme NBN EN 1991-1-7 – § 4.3.2 doivent être respectées,

où :

- $h_0 = 4 \text{ m}$  ;
- $h_1 = 5 \text{ m}$  ( $b = 1 \text{ m}$ ).

La surface de contact est un rectangle de 0,25 m de haut et 2 m de large.

L'infrastructure du pont peut être heurtée par un véhicule circulant sous l'ouvrage et doit être protégée, à moins qu'elle ne soit calculée pour résister aux actions de charges mentionnées ci-dessous.

La protection est constituée de barrières ou glissières de sécurité dont la face, côté trafic, se trouve à une distance telle qu'en cas de heurt par un véhicule, elle ne puisse, en se déplaçant, entrer en contact avec l'infrastructure à protéger.

Les prescriptions de la norme NBN EN 1991-1-7 – § 4.3.1 doivent être respectées.

##### **B. FORCES DE COLLISION**

Pour autant qu'il n'y soit pas dérogé dans les spécifications techniques du cahier spécial des charges, la force de collision horizontale d'un véhicule qui est transmise au tablier de pont via des barrières de sécurité rigides est égale à 100 kN (classe A selon le Tableau 4.9 de la norme NBN EN 1991-2 ANB).

Cette force agit horizontalement et est perpendiculaire à la direction du trafic. Elle est située à une hauteur de 100 mm sous la face supérieure de la barrière de sécurité ou à 1,0 mètre au-dessus du niveau de la voirie ou du trottoir. Il faut prendre en considération le niveau le plus bas des deux. Cette force agit sur une ligne de 0,5 m de long.

Une charge verticale, sollicitant conjointement à la force de collision horizontale et équivalant à  $0,375\alpha_{Q1}Q_{1k}$ , peut être présente simultanément sur le côté de l'élévation.

### C. HEURT DES PILES DE PONT PAR UN VEHICULE FERROVIAIRE DERAILLE

L'infrastructure de ponts-rails franchissant une ou plusieurs autres voies ferrées (croisement de lignes – bifurcation anglaise) doit être conçue de manière à assurer la sécurité des personnes en cas de rupture ou d'effondrement de la construction et à limiter l'ampleur des dégâts et l'importance des perturbations pour l'exploitation.

Les classes de structures suivantes, soumises à des chocs causés par le trafic ferroviaire déraillé, sont considérées (voir aussi le Tableau 4.3 de la norme NBN EN 1991-1-7) :

	<b>Tableau 4.3 de la norme NBN EN 1991-1-7</b>	<b>Application pour Infrabel</b>
Classe A	Structures qui surplombent ou jouxtent une voie ferrée en service et qui soit sont occupées en permanence, soit servent de lieu de rassemblement temporaire de personnes, soit comportent plusieurs niveaux.	Bâtiments de gare, grands bâtiments, postes de signalisation avec personnel.
Classe B	Structures massives qui surplombent ou jouxtent une voie ferrée en service, telles que les ponts routiers ou les bâtiments à un seul niveau qui ne sont pas occupés en permanence ou qui ne servent pas de lieu de rassemblement temporaire de personnes.	Ponts-rails, ponts-routes, passerelles pour piétons, autres passerelles, bifurcations à niveaux séparés (PX), bâtiments techniques à un seul niveau et non occupés en permanence.
Sans classe (il n'est pas nécessaire de considérer le cas de charge de la collision)		Escaliers de quai, garde-corps, massifs caténaire, massifs de signalisation, loges de signalisation, quais, abris de quai, équipements ponctuels le long des voies.

Pour les structures de classe A, les prescriptions stipulées dans la norme NBN EN 1991-1-7 sont à respecter.

Pour les structures de classe B, les prescriptions stipulées dans la norme NBN EN 1991-1-7 ANB, § 4.5, classe B sont à respecter. Si la vitesse maximale du trafic ferroviaire est inférieure ou égale à 50 km/h, les valeurs des forces peuvent être réduites de 50 %.

La hauteur du point d'application de  $F_{dx}$  et  $F_{dy}$  est de 1,8 m au-dessus du niveau de la voie.

Il faut éviter les éléments de construction dans la zone  $d < 3$  m (zone 1, voir Figure 3.10), où  $d$  est la distance mesurée depuis des éléments structuraux jusqu'à l'axe de la voie adjacente. Dans tous les cas, aucun élément de construction ne peut être placé dans le gabarit d'espace libre.

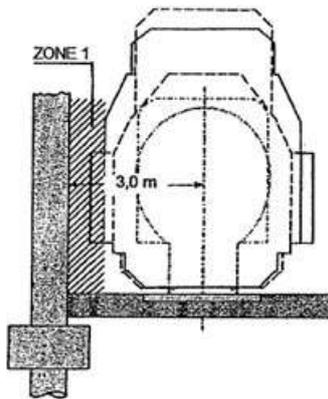


Figure 3.10 – Zone 1 :  $d < 3$  m

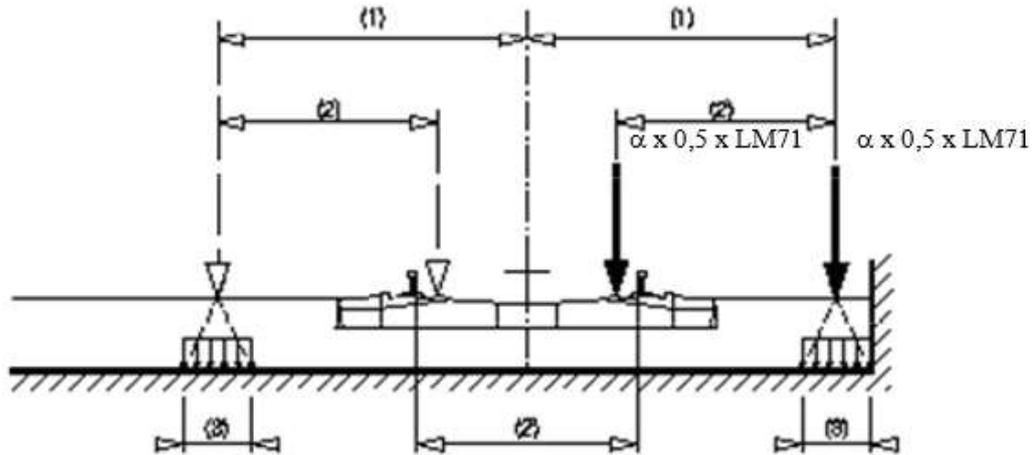
Placer des éléments de construction dans la zone  $d < 3$  m, en dehors du gabarit, est uniquement permis dans des cas exceptionnels, moyennant l'autorisation du maître de l'ouvrage. La charge extraordinaire prescrite dans la zone 1 est déterminée selon la fiche UIC 777-2 : 2002, annexe D. Des éléments de protection supplémentaires doivent être prévus. L'élément protecteur doit être conçu de manière à pouvoir se déformer ou se déplacer sans mettre en danger la structure à protéger.

#### D. ACTIONS DUES AU DERAILLEMENT SUR UN PONT-RAIL

Les ponts-rails doivent être conçus de manière à réduire au strict minimum les dégâts qui résulteraient du déraillement de véhicules ferroviaires. La conception de tout ouvrage doit, dans tous les cas, éviter qu'un éventuel déraillement affecte la stabilité de l'ouvrage. Des dégâts locaux peuvent toutefois être autorisés.

**Seul le cas de charge I doit être considéré** : "Déraillement de véhicules ferroviaires, pour lequel les wagons déraillés restent sur le tablier de pont avec les wagons guidés par le rail adjacent ou la bordure de trottoir" (Figure 3.11).

Les éléments structuraux doivent être vérifiés pour le cas de charge accidentel suivant :  $\alpha \times$  Modèle de charge 71 (tant des charges concentrées qu'une charge uniformément répartie,  $Q_{A1d}$  et  $q_{A1d}$ ), placé parallèlement à la voie, dans la position la plus défavorable, dans une zone d'une largeur de 1,5 fois l'écartement de voie et d'un côté de la voie :



Légende

- (1) max. 1,5 e ou moins si contre le mur.
- (2) Écartement  $e = 1,435$  m.
- (3) Pour les tabliers ballastés, on peut admettre que les points de charge agissent sur un carré de 450 mm de côté sur la face supérieure du tablier.

Figure 3.11 – Cas de charge I – Actions équivalentes  $Q_{A1d}$  et  $q_{A1d}$

Les actions définies ci-dessus ne sont à considérer que pour vérifier la stabilité de l'ensemble de la construction. Et donc pas pour calculer les consoles en porte-à-faux, les passerelles indépendantes, etc.

**Des contre-rails** (voir Figure 3.6) peuvent être posés afin de maintenir le train à l'intérieur de la voie en cas de déraillement, pour éviter l'endommagement d'éléments tels que des ouvrages d'art. Les contre-rails doivent être posés conformément aux spécifications, suivant la PTR V1.1, Chapitre 4, § 2.6.

Dans ce cas, l'action due au déraillement doit être limitée aux contre-rails.

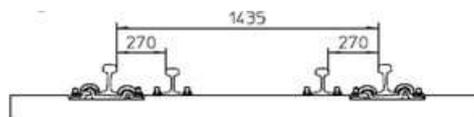


Figure 3.12 – Contre-rails

### 3.1.11.3. CHARGE ACCIDENTELLE DUE A LA RUPTURE DE CATENAIRE

Pour les ponts situés sur les lignes électrifiées, l'éventualité d'une rupture de caténares doit être envisagée. La force de traction exercée lors de la rupture d'une caténaire doit être considérée comme une charge accidentelle agissant dans les deux sens suivant l'axe de la caténaire.

Cette charge sera importante dans le calcul des ponts sous lesquels se trouvent d'autres voies, dont les caténares sont fixées au pont. La grandeur de cette charge sera de 20 kN.

Il faut considérer que pour :

- 1 voie                    1 caténaire
- 2 à 6 voies            2 caténares
- plus de 6 voies    3 caténares

peuvent se rompre simultanément à l'endroit le plus défavorable.

### 3.1.12. FATIGUE

#### 3.1.12.1. GENERALITES

Le coefficient partiel de sécurité pour la charge de fatigue  $\gamma_{Ff}$  est 1,00.

Le coefficient partiel de sécurité appliqué pour la résistance en fatigue  $\gamma_{Mf}$  dépend de l'accessibilité de l'élément considéré (lors des inspections et des éventuelles réparations) et des conséquences d'un effondrement éventuel, voir le Tableau 3.5.

Inspection et accès	Éléments "tolérants aux dégâts"	Éléments non "tolérants aux dégâts"
Inspection périodique et entretien.	1,00	1,20
Détail de construction accessible.		
Inspection périodique et entretien.	1,10	1,25
Mauvaise accessibilité.		

Tableau 3.5 – Le coefficient partiel de sécurité pour la résistance en fatigue

#### 3.1.12.2. MODELES DE CHARGE DE FATIGUE POUR PONTS-ROUTES

Cinq modèles de charge de fatigue verticale sont décrits dans la norme NBN EN 1991-2. Les efforts horizontaux ne sont pas pris en compte.

Les modèles de charge de fatigue 1 et 2 sont destinés à vérifier si les variations de tension occasionnées par le trafic routier restent inférieures ou non à la *cut-off limit* (limite d'amplitude constante  $N 5 \cdot 10^6$  cycles).

Si la vérification de la résistance à la fatigue, sous l'influence des modèles de charge de fatigue 1 ou 2, révèle que les variations de tension sont supérieures à la *cut-off limit*, la durée de vie de l'ouvrage d'art doit être déterminée. Les modèles de charge de fatigue 3, 4 et 5 permettent de déterminer cette durée. Une durée de vie de 100 ans doit être considérée.

Le modèle de charge de fatigue 4 est plus précis que le modèle de charge de fatigue 3. Il est toutefois beaucoup moins pratique.

Le modèle 4 prend beaucoup plus en considération la variété des charges de trafic, en considérant une combinaison de trafic de camions.

Le modèle de charge de fatigue 5 exige la recherche ou l'établissement d'un spectre réel de charge de trafic attendue, et n'est pas applicable.

Les modèles de charge de fatigue 2 et 4 peuvent uniquement être utilisés quand la probabilité de présence simultanée de plusieurs camions sur le pont est négligeable. Si ce n'est pas le cas, les modèles peuvent seulement être employés lorsque des données supplémentaires sont spécifiées ou approuvées par le maître de l'ouvrage.

### **3.1.12.3. MODELES DE CHARGE DE FATIGUE POUR PONTS DE CHEMIN DE FER**

Dans le cas de trafic ferroviaire normal, le contrôle à la fatigue doit être effectué pour le modèle de charge 71 situé à l'endroit le plus défavorable pour l'élément étudié (et si exigé, aussi le SW/O).

L'utilisation de modèles détaillés peut être effectuée avec comme point de départ les types de trafic, "standard", "lourd" ou "léger" en fonction du trafic effectif sur la construction.

Le détail des trains, des types de trafic et des effets dynamiques sont expliqués dans l'annexe D de la NBN EN 1991-2.

Les charges verticales dues au trafic ferroviaire, y compris les effets dynamiques et les forces centrifuges, doivent être prises en compte dans le contrôle à la fatigue. Par contre, les forces de lacet et les forces longitudinales ne doivent pas être prises en compte.

### **3.1.12.4. PONTS MOBILES**

Les ponts mobiles doivent être contrôlés à la fatigue causée par l'ouverture et la fermeture du pont et par celle causée par le trafic.

## **3.1.13. ACTIONS SUR LES MASSIFS DE SOL**

### **3.1.13.1. PRESSION NEUTRE**

Un léger déplacement du soutènement de l'ordre de  $h/1000$  suffit à réduire la pression du sol sur l'ouvrage. Néanmoins, lors de la conception de soutènements, on doit tenir compte de la poussée neutre dans les cas suivants :

- la paroi ne peut pas se déplacer, ce qui est le cas pour :
  - les murs des culées massives avec de murs en retour ;
  - les parois de couloirs sous voies enterrés, de tunnels et d'égouts à profil carré ;

- les structures en U rigides ;
- les murs de soutènement massifs sur roche ;
- les murs réalisés comme murs emboués et gardés indéformables pendant la fouille par les dalles de sous-sols ou par des étais relativement indéformables.
- la paroi peut se déplacer, mais la pression des terres peut augmenter suite à un recompactage des terres dû par exemple à un trafic lourd (ex. : trafic ferroviaire) sur le massif à l'arrière du mur, ou à des vibrations, ou à des rechargements répétés... – il faut ainsi s'attendre à ce que le déplacement total et/ou la pente deviendront rapidement inacceptables.

### 3.1.13.2. SURCHARGE

Pour le calcul de constructions de soutènement, on peut prendre, comme surcharge entraînant une force horizontale supplémentaire sur le mur de soutènement :

- pour le trafic routier :  
une surcharge<sup>5</sup> de 20 kN/m<sup>2</sup> uniformément répartie sur la largeur de la route et à une profondeur de 30 cm sous la surface de roulement;
- pour le trafic ferroviaire :  
une surcharge<sup>6</sup> de 62,5 kN/m<sup>2</sup> (facteur de classification inclus) uniformément répartie sur une largeur de 3 m et à une profondeur de 70 cm sous la surface de roulement.

Si la charge de trafic arrive jusqu'à côté du mur de soutènement (ou culée), voire même sur celui-ci (celle-ci), ce dernier (cette dernière) subit pratiquement une pression constante sur toute la hauteur. Cette charge correspond seulement et exclusivement à la charge consécutive au trafic ferroviaire. Le poids du ballast doit en outre encore être pris en compte dans les calculs.

---

<sup>5</sup>. La norme NBN EN 1991-2 ANB § 4.9.1 permet de diminuer la valeur de ces charges, mais via un modèle de calcul plus compliqué. Le PTR CE01 autorise l'utilisation de ce modèle de calcul en remplacement du calcul simplifié indiqué ci-dessus.

<sup>6</sup>. Une surcharge de 50 kN/m<sup>2</sup> (y compris le facteur de classification) peut être calculée si le concepteur peut démontrer que c'est justifié dans la situation qui se présente. C'est par exemple le cas pour le calcul d'un mur de soutènement massif d'une longueur > à 10 m et placé à une distance de 3,5 m de l'axe de la voie, car la charge s'y répartit suffisamment.

### 3.2. ACTIONS SUR LES BATIMENTS

Les actions à prendre en considération pour la conception des bâtiments sont reprises dans la norme NBN EN 1991-1-1. Le Tableau 3.6 définit les charges sollicitantes pour les locaux spéciaux.

Locaux	Charge de service
Local d'archives :	
- dans les zones où des archives compactes sont classées	10 kN/m <sup>2</sup>
- en dehors de ces zones.	5 kN/m <sup>2</sup>
Locaux	Charge de service
Locaux pour haute tension :	
- dans les zones où sont placés des transformateurs	30 kN/m <sup>2</sup>
- charge mobile pour le transport et la mise en place des transformateurs.	30 kN répartis sur 1 m <sup>2</sup> à un endroit quelconque du local
Télécommunication :	
- en dehors des zones des consoles	5 kN/m <sup>2</sup>
- dans les zones des consoles.	6 kN/m de console
Hall d'entreposage d'un centre routier (jusqu'à 4 m de hauteur d'entreposage) :	
- sur toute la surface (zones de passage comprises)	30 kN/m <sup>2</sup>
- surcharge mobile supplémentaire due à la circulation des élévateurs	un essieu de 30 kN (longueur 1 m)
Locaux autres que ceux indiqués dans la norme NBN EN 1991-1-1, que ceux repris ci-dessus ou que ceux mentionnés au cahier spécial des charges	5 kN/m <sup>2</sup>

Tableau 3.6 – Charges sollicitantes dans les locaux spéciaux

## 4. FONDATIONS

### 4.1. GENERALITES

Lorsqu'Infrabel fait exécuter des essais de sol préalables, le rapport de ces essais doit être joint en annexe au cahier des charges ou doit être consultable chez le fonctionnaire dirigeant. Ces informations sont données à titre d'information et n'engagent pas Infrabel (l'adjudicataire est censé entreprendre les démarches nécessaires pour connaître la nature du terrain).

La résistance et la stabilité de toutes les fondations doivent être vérifiées. Et ce, tant du point de vue de la stabilité d'ensemble (capacité portante, non-basculement...) que des déformations (tassement...).

### 4.2. PROTECTION DE CONSTRUCTIONS GEOTECHNIQUES CONTRE LA CORROSION

#### 4.2.1. CHOIX DU SYSTEME

Le choix du système est défini en fonction des facteurs suivants :

- la corrosion attendue ;
- l'ampleur des zones attaquées ;
- la durée de vie de la construction (provisoire ou construction permanente) ;
- les exigences esthétiques éventuelles ;
- les coûts d'investissement et d'entretien.

#### 4.2.2. MOYENS DE CONSERVATION

Pour les constructions provisoires, la durée de vie garantie est d'au moins 12 mois. Pour les constructions permanentes, les moyens de conservation consistent en une surépaisseur de matière pour les parties de la construction en contact avec la pleine terre. Pour les sections rondes, cette surépaisseur est appliquée au rayon. Cette surépaisseur est fonction de la durée de vie de la construction et conforme au Tableau 4.1, sauf en cas de profilés galvanisés.

Durée de vie requise	100 ans
Aux abords de voies électrifiées	3,0 mm

Tableau 4.1 – Surépaisseur de matière anticorrosion

### 4.2.3. ANCRAGES DANS LE SOL

Compte tenu des courants vagabonds et de la corrosion correspondante, l'usage d'ancrages dans le sol aux abords de voies électrifiées n'est en principe permis que pour des constructions provisoires.

L'application d'ancrages<sup>7</sup> permanents doit toujours faire l'objet d'une convention distincte entre Infrabel et l'adjudicataire.

## 4.3. ETUDE GEOTECHNIQUE

Ce point fournit un aperçu de la principale étude de sol à recommander ou à imposer dans le cahier spécial des charges (liste non exhaustive). On renvoie également à la norme NBN EN 1997-2. Le niveau de départ de l'essai doit être fixé par rapport à la référence DNG (deuxième nivellement général), et l'emplacement doit être donné en coordonnées Lambert.

### 4.3.1. ETUDE PREALABLE

Différentes sources peuvent être consultées :

- bases de données régionales (Flandre et Bruxelles : <http://dov.vlaanderen.be> – Wallonie : <http://environnement.wallonie.be/cartosig/index.asp>) ;
- cartes géotechniques ;
- cartes des sols ;
- cartes historiques ;
- ... .

### 4.3.2. ESSAIS DE PENETRATION

Les essais de pénétration (CPT) doivent être exécutés avec le cône électrique de **15 cm<sup>2</sup>**, conformément à la norme NBN EN ISO 22476-1 : 2012 "Geotechnical investigation and testing – Field testing – Part 1 : Electrical cone and piezocone penetration tests". Le sondage électrique possède une jauge pour mesurer le frottement latéral et une jauge pour mesurer la résistance à la pointe. **Les mesures s'effectuent au moins tous les 2 cm.**

---

<sup>7</sup>. Les ancrages permanents ne peuvent être posés que transversalement sur les voies, et doivent être de type passif. La qualité de l'acier de base des ancrages passifs présente une résistance à la déformation inférieure à 500 N/m<sup>2</sup> (un niveau de contrainte élevé fragilise l'ancrage à la corrosion). La rupture de l'ancrage ne peut en aucun cas donner lieu à l'effondrement de la construction.

Les paramètres suivants doivent être mesurés :

- la résistance au cône  $q_c$  ;
- le frottement latéral  $f_s$  ;
- l'inclinaison du cône par rapport à la verticale.

Si les essais de pénétration doivent être interrompus à une certaine profondeur en raison de la limitation de la force de pénétration, et s'il subsiste un doute concernant le sol à partir de cette profondeur, des forages complémentaires sont nécessaires pour vérifier la stabilité.

Aux endroits difficilement accessibles tels que les massifs de remblais ou les installations de gare, des sondages manuels peuvent être réalisés.

Lors de l'interprétation des diagrammes, il faut tenir compte de l'effet d'échelle qui existe entre le cône du sondage de petite section et le pieu ou la semelle de fondation de dimension plus grande.

### **4.3.3. FORAGES**

Les forages ont pour but de décrire plus en détail la nature du sol et de prélever des échantillons de sol pour une analyse approfondie en laboratoire.

Les forages sont réalisés à sec, sans rinçage et avec tubage continu du trou, au moyen d'un trépied hydraulique. Pour pouvoir obtenir un nombre suffisant d'échantillons de qualité raisonnable, l'exécutant adaptera entièrement la technique de forage à la nature du sol via le choix de l'équipement de forage, l'adaptation de la vitesse de rotation, de la pression et des opérations effectuées.

#### **4.3.3.1. FORAGE AVEC PRELEVEMENT D'ECHANTILLONS REMANIES**

Des échantillons remaniés sont prélevés tous les 50 cm.

Les forages avec prélèvement d'échantillons remaniés permettent d'établir, de manière qualitative, la composition et la nature des différentes couches de fond. Le rapport mentionne une dénomination qualitative des types de sol.

#### **4.3.3.2. FORAGE AVEC PRELEVEMENT D'ECHANTILLONS NON REMANIES**

Des échantillons non remaniés doivent également être prélevés, au minimum à chaque changement du type de sol. Le diamètre des échantillons non remaniés est d'environ 100 mm et leur longueur est de minimum 30 cm.

Les échantillons non remaniés sont prélevés par enfoncement statique (en un seul mouvement) des tubes d'échantillonnage. Le lieu d'origine (forage, profondeur) et la date sont clairement mentionnés.

D'autres forages avec prélèvement d'échantillons cylindriques non remaniés sont indiqués dans le cahier spécial des charges à des profondeurs désignées. Les échantillons sont conservés et immédiatement emballés sans modification des conditions de texture, d'humidité et de densité, et sont mis immédiatement à la disposition du laboratoire.

#### 4.3.4. ESSAIS EN LABORATOIRE

Les essais en laboratoire doivent être exécutés conformément aux dispositions de la BS 1377-1990 et de la norme ASTM. Un certain nombre d'essais sont réalisés sur les échantillons, par type de sol, et répartis sur la profondeur de forage. Le nombre d'essais est défini en concertation avec le fonctionnaire dirigeant **sur la base des sondages**. Essais sur des échantillons non remaniés (liste non exhaustive) :

- détermination de la masse volumique, de la teneur en eau, de la masse volumique sèche, du volume des pores, de la masse spécifique ;
- détermination des caractéristiques de la résistance au cisaillement à l'aide d'essais triaxiaux (consolidés non drainés) conformément à l'ASTM D2850 - D 4767 et à BS 1377. Lors de l'exécution de l'essai, les tensions interstitielles et les déformations de l'échantillon en fonction des tensions appliquées seront en permanence mesurées.

Celles-ci seront jointes sous la forme de tableau au résultat de l'essai triaxial, de telle sorte qu'il soit possible de déterminer les paramètres dérivés ( $\varphi'$  et  $c$ ) en fonction d'autres critères de rupture. Les paramètres doivent être obtenus sur la base d'au moins quatre essais.

- l'essai de perméabilité conformément à la BS 1377 ;
- l'essai de compressibilité conformément à la BS 1377.

Essais sur des échantillons remaniés ou non remaniés (prélevés tous les 0,5 m – liste non exhaustive) :

- granulométrie selon la norme NBN 933.2 et ASTM D1140 et D422 ;
- limites d'Atterberg selon la norme DIN 18122 partie 1 1976 et ASTM D2487 ;
- détermination de la teneur en matières organiques, teneur en calcaire.

#### 4.3.5. MESURES PIEZOMETRIQUES

A l'aide de piézomètres, le niveau d'eau est mesuré pendant une durée pertinente (sauf avis contraire de Infrabel, la durée minimale sera de 1 an et prendre une sécurité de 50cm par rapport à la mesure) et à une fréquence pertinente (min 2x/mois).

#### **4.3.6. ESSAIS PRESSIOMETRIQUES**

Les essais pressiométriques sont effectués dans un forage grâce à une sonde cylindrique dilatable radialement. L'essai permet de mesurer la variation des déformations volumiques du sol en fonction de la pression appliquée.

L'essai permet de déterminer le module de déformation du sol, la pression de fluage, et la pression limite de chargement.

#### **4.3.7. ESSAIS DE POMPAGE**

Les essais de pompage servent à déterminer, in situ, la perméabilité du sol, la courbe de rabattement de la nappe et l'influence du rabattement sur les tassements du sol.

Lors de ces essais, on mesure les débits et volumes pompés, le niveau d'eau au droit des tubes placés et les tassements.

Tous les essais sont exécutés par des laboratoires agréés. Infrabel se réserve le droit de refuser d'autres laboratoires.

En plus des valeurs mesurées et des paramètres qui en découlent, chaque rapport contient une appréciation qualitative et quantitative des couches de sol examinées.

### **4.4. CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS**

#### **4.4.1. CHARGES**

Pour le calcul des fondations, les charges mobiles sur les constructions sont prises en compte sans coefficient de majoration dynamique.

Toutes les charges sont prises en considération dans le but de trouver la combinaison la plus défavorable. Ceci signifie donc, entre autres, que toutes les charges horizontales, pour autant qu'elles exercent une influence défavorable, sont prises en compte avec leurs bras de levier, et qu'il faut tenir compte également d'éventuelles charges latérales sur les fûts des pieux dues, par exemple, à des mouvements de terrain.

#### **4.4.2. FONDATIONS DIRECTES**

Le calcul des fondations directes est effectué selon la NBN EN 1997-1 – section 6.

Lors de l'excavation de terres à côté d'une fondation existante, il faut s'assurer que la capacité portante de la fondation existante est encore suffisante pour qu'aucun tassement inadmissible ne s'y produise.

### 4.4.3. FONDATIONS PROFONDES

Le calcul des fondations profondes est effectué selon la NBN EN 1997-1 – section 7.

Pour la conception géotechnique à l'état limite ultime de pieux de fondation chargés axialement en compression, se référer au rapport n° 20-2020 du CSTC intitulé "Directives pour l'application de l'Eurocode 7 en Belgique selon la NBN EN 1997-1 ANB Partie 1 : dimensionnement géotechnique à l'état limite ultime (ELU) de pieux et de micropieux sous charge axiale à partir d'essais de pénétration statique (CPT)".

Dans le cas des pieux coulés en place sans tubage définitif, il convient d'adopter, pour les calculs de dimensionnement, les valeurs de diamètre suivant la NBN EN 1992-1-2, § 2.3.4.2.

#### **Pieux forés ou faux puits, avec extraction du sol :**

Les pieux forés de grand diamètre ont une rigidité à la flexion non négligeable. Les forces horizontales sur la semelle seront reprises principalement par une résistance à la flexion du pieu plutôt que par des forces longitudinales complémentaires.

Dans ces conditions de flexion du fût du pieu, des hypothèses acceptables doivent être formulées à propos des réactions horizontales (cf. Méthode de Ménard) des différentes couches de sol sur le fût du pieu.

En fonction de la qualité et de la nature des couches concernées, on peut envisager une répartition continue de la réaction du sol sous la forme d'une fonction linéaire, parabolique ou semi-parabolique croissante avec la profondeur.

Lors du calcul de la flexion dans chaque pieu, il y a lieu de prendre en considération non seulement les moments provenant de la force sur la semelle du pieu mais également la flexion due à la répartition des forces horizontales sur les différents pieux.

Parois moulées ou parois exécutées à l'aide de fouilles blindées

Si le sol est enlevé d'un seul côté de la paroi, on ne peut compter que sur l'effet stabilisateur correspondant au niveau le plus bas.

### 4.4.4. DEFORMATIONS DUES AU TASSEMENT

Les tassements des fondations doivent être limités sur la base des critères suivants :

- limiter les tassements globaux maximum autorisés à l'ELS ;
- empêcher l'endommagement des installations environnantes ;
- éviter les dégâts ou les défauts visibles dans d'autres parties de la même construction ;

- empêcher les déformations perturbatrices de l'édifice, les dégâts aux installations d'écoulement des eaux, aux revêtements, aux panneaux et aux la finition en général.

Pour chaque projet, il faut déterminer les valeurs limites des tassements. Si aucune valeur limite n'est imposée, les critères suivants concernant l'état limite de service sont appliqués :

- tassements globaux de la fondation entière :
  - fondations directes : 0,05 m ;
  - fondations sur pieux ou avec parois : 2 à 3% de l'épaisseur de paroi ou du diamètre des pieux de fondation.
- tassements de pieux individuels ou de semelles :
  - fondations directes : 0,02 m ;
  - fondations sur pieux : 1 à 2 % du diamètre des pieux de fondation.

#### 4.5. STABILITE DES FONDATIONS

Pour chaque fondation, la stabilité globale doit être contrôlée au renversement, au déplacement horizontal au glissement et au grand glissement, conformément à la norme NBN EN 1997-1.

#### 4.6. STABILITE DES TALUS

Le coefficient de sécurité global pour la stabilité des talus (sous l'influence d'un plan de glissement profond) lors de l'application de la méthode analytique (méthode de Bishop par ex.) s'élève à 1,25. Lors de la vérification de la stabilité de talus, le cas DA1/1 ne peut jamais être déterminant car les forces motrices dues aux actions sont toujours beaucoup plus faibles que celles dues au propre poids du sol. On contrôle ainsi la sécurité par rapport aux déviations défavorables des caractéristiques du sol (cas DA1/2).

Si le talus existant ne présente aucun signe d'instabilité et qu'aucun glissement ne s'est produit dans le passé, le modèle de calcul peut être recalibré pour la détermination de la stabilité des talus, sur la base d'un coefficient de sécurité global de 1 pour une vérification de talus existant. Si le talus existant est remanié dans le cadre du projet, ce talus remanié ne peut pas être calculé à partir des considérations sur le talus existant mais bien selon la méthode indiquée au paragraphe ci-dessus.

La zone d'influence de la voie part de la tête des traverses sous une pente de 4/4.

La zone d'influence du talus est la zone colorée de la Figure 4.1

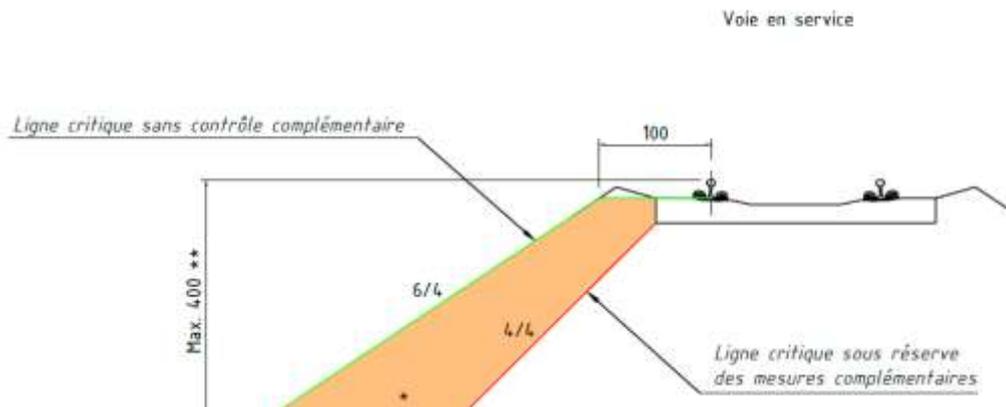


Figure 4.1 – Zone d'influence

L'ensemble des travaux situés dans la zone d'influence de la voie se font :

- sous le contrôle et avec l'accord du personnel d'Infrabel ;
- obligatoirement avec un blindage.

L'ensemble des travaux situés seulement dans la zone d'influence du talus se font :

- sous le contrôle et avec l'accord du personnel d'Infrabel ;
- par phasage des travaux par tronçons de 5m.

\*\* La stabilité géotechnique du talus doit être contrôlée pour chaque excavation plus profonde que 4 mètres vis-à-vis du niveau du rail.

## 4.7. EXECUTION

### 4.7.1. HYPOTHESES DE CALCUL

Sauf avis contraire dans le cahier des charges, les plans ou le métré, ou données contradictoires dans le dossier géotechnique, les hypothèses de calcul pour les remblais ferroviaires sont les suivantes :

Coefficient de frottement	27°	
Cohésion	0 kPa	Pour le calcul de la stabilité d'excavation
	2 kPa	Pour le calcul du déplacement du soutènement

Les charges à considérer consécutivement à la voie sont les charges issues du modèle de charge 71 sans coefficient dynamique. Pour les soutènements temporaires, on prend le facteur de classification  $\alpha = 1$ . Le déplacement horizontal maximum autorisé du soutènement est égal à 15 mm.

L'effet du déplacement horizontal du soutènement sur la voie adjacente doit en outre être contrôlé, car celui-ci peut provoquer un tassement uniforme ou différentiel de la voie.

#### **4.7.2. SOUTÈNEMENTS A ETUDIER PAR L'ADJUDICATAIRE**

Pour les soutènements qui ne figurent pas sur les plans, le choix du type de soutènement pour les travaux d'excavation (palplanches, mur berlinois, béton projeté, pieux moulés, etc.) et des moyens d'exécution correspondants incombe à l'adjudicataire. Le battage de pieux est quant à lui interdit. Les plans d'exécution et les notes de calcul de ces soutènements doivent être soumis à l'approbation préalable du fonctionnaire dirigeant.

## 5. CONSTRUCTIONS EN BETON ARME ET PRECONTRAIT

Pour autant qu'il n'y soit pas dérogé, les prescriptions de la norme NBN EN 1992 sont d'application.

### 5.1. CALCULS ET VERIFICATIONS

En plus de l'état limite ultime, les états limites de service suivants doivent être contrôlés :

- limite de contrainte ;
- maîtrise de la fissuration ;
- contrôle de la flèche (conditions d'utilisation et de confort compte tenu de la formation de fissures, du retrait et du fluage, ...)
- résistance à la fatigue de l'acier d'armature passive et active.

### 5.2. DONNEES POUR LES CALCULS

#### 5.2.1. GEOMETRIE DES SECTIONS

Sauf mention contraire dans le cahier spécial des charges, on peut considérer, pour la vérification des états limites de service, des sections homogénéisées à condition d'avoir des armatures adhérentes ou pouvant être considérées comme telles. La section homogénéisée est obtenue par multiplication des sections d'armatures adhérentes par le facteur d'équivalence  $\alpha$ , qui est fonction de la durée probable de la combinaison de charges appliquée.

Pour des charges de courte durée :  $\alpha = \frac{E_s}{E_c}$

Pour des charges de longue durée :  $\alpha = \frac{E_s (1 + \varphi(t, t_0))}{E_c}$

où  $\varphi(t, t_0)$  est le facteur de fluage,  $E_s$  le module d'élasticité de l'acier et  $E_c$  le module de déformation du béton.

À défaut de calcul précis, on peut faire l'hypothèse :

- que pour le béton armé :  $\alpha = 15$  pour toutes les charges ;
- que pour le béton précontraint :  $\alpha = 15$  pour des charges de longue durée ;  
 $\alpha = 6$  pour des charges de courte durée.

### 5.2.2. COEFFICIENTS PARTIELS DE SECURITE

Coefficients partiels relatifs aux matériaux,  $\gamma_c$  et  $\gamma_s$ , sont définis pour les états limites ultimes et sont donnés dans le Tableau 2.1N de la NBN EN 1992-1-1.

Situations de projet	$\gamma_c$ (béton)	$\gamma_s$ (acier de béton armé)	$\gamma_s$ (acier de précontrainte)
Durable et transitoire	1,50	1,15	1,15
Accidentelle	1,20	1,00	1,00

Tableau 2.1N : Coefficients partiels relatifs aux matériaux pour les états limites ultimes

Des valeurs supérieures ou inférieures pour le facteur partiel  $\gamma_c$  peuvent être utilisées à condition d'être justifiées par des procédures de contrôle adéquates :

$\gamma_c$ (béton)	Durable et transitoire
Réception suivie en usine	1,40
Réception propre	1,50
Réception restreinte	1,60

Une réception propre est une réception effectuée par l'adjudicataire ou le constructeur proprement dit. Une réception suivie en usine est une réception qui consiste en une réception propre sur une base statistique et en une réception indépendante.

### 5.2.3. DETERMINATION DE L'EFFET DE LA PRECONTRAINTE

Les prescriptions suivantes ne concernent que les armatures précontraintes complètement enrobées de béton. L'emploi d'autres armatures de précontrainte (précontrainte sans adhérence, précontrainte avec adhérence, etc.) n'est pas autorisé, sauf mention contraire au cahier spécial des charges.

On considère l'effet de la précontrainte compte tenu :

- des effets localisés à proximité des organes d'ancrage, aux extrémités et aux endroits où surviennent des changements de direction dans l'armature précontrainte ;
- des effets statiquement déterminés dans les structures isostatiques ;
- des effets statiquement déterminés et des effets supplémentaires introduits (parasitaires) dans les structures hyperstatiques.

Les problèmes locaux (ancrages, déviateurs, ...) doivent être traités en supposant un effort de précontrainte égal à la valeur caractéristique de la résistance ultime des armatures de précontrainte.

Les sections en béton précontraint se dimensionnent à l'état limite de service. Il faut aussi vérifier que la section résiste à l'état limite ultime, et ce, avec une ductilité suffisante.

#### 5.2.4. EFFETS STRUCTURELS DE DEFORMATIONS DIFFEREES DU BETON

Pour déterminer les pertes de précontrainte, il faut tenir compte Le degré de précision à appliquer pour la détermination de l'effet structurel du retrait et du fluage doit correspondre à la fiabilité des données disponibles pour la description de ces phénomènes, et l'importance de leur effet dans l'état limite considéré.

En général, l'effet du retrait et du fluage ne doit être considéré que dans l'état limite de service, sauf lorsque des effets de deuxième ordre sont importants.

Pour déterminer les pertes de précontrainte, il faut tenir compte des effets du retrait et du fluage et de l'effet de la relaxation de l'armature précontrainte.

### 5.3. BETON

Dans les cas courants, on peut prendre 24 kN/m<sup>3</sup> comme poids volumique pour du béton non armé et 25 kN/m<sup>3</sup> pour du béton armé et précontraint à pourcentage normal d'armature.

#### 5.3.1. RESISTANCE

Le béton est principalement caractérisé par sa résistance à la compression, désignée par des classes de résistance liées à la résistance caractéristique en compression mesurée sur cylindre  $f_{ck}$  ou sur cube  $f_{ck,cube}$  à 28 jours, conformément à la norme NBN EN 206 (conservés sous eau à  $20 \pm 2$  °C conformément à NBN EN 12390-2).

La classe de résistance exigée doit être indiquée sur les plans et dans le cahier spécial des charges. Pour les ouvrages d'art, la classe de résistance minimum est C30/37 et la classe de résistance maximum est C90/105.

Pour des applications particulières (comme le béton préfabriqué), il est nécessaire d'imposer, en plus, une résistance de compression minimale des éléments à d'autres durées de vie (lors du sectionnement des torons par exemple).

#### 5.3.2. FLUAGE

Le fluage est la propriété mécanique des matériaux selon laquelle la déformation d'un élément subissant une charge constante dans le temps continue de croître. Le fluage du béton dépend de l'humidité ambiante, des dimensions de l'élément et de la composition du béton. Le fluage dépend également de la maturité du béton lors du premier chargement, ainsi que de la durée et de l'intensité de la charge.

La déformation de fluage du béton à l'instant  $t$ ,  $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$  sous une contrainte de compression constante  $\sigma_c$  appliquée à l'âge du béton  $t_0$ , est donnée par :

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) (\sigma_c / E_c),$$

où :

- $E_c$  est le module tangent du béton à 28 jours, pris égal à  $1,05 E_{cm}$ .
- $\varphi(t, t_0)$  est le coefficient de fluage.

Si une plus grande précision du coefficient de fluage est nécessaire, l'Annexe B1 de la NBN EN 1992-1-1 donne la formule du coefficient de fluage. Cette formule dépend de l'humidité relative, de la résistance du béton et de l'âge du béton au moment du chargement. La valeur du fluage peut aussi être modifiée dans le cas d'une cure thermique ou de l'utilisation de certains types de ciment.

### 5.3.3. RETRAIT

Le béton, indépendamment de tout phénomène d'origine mécanique, diminue de volume dans le temps. C'est ce qu'on appelle le retrait.

La déformation totale de retrait  $\varepsilon_{cs}$  est égale à  $\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$ , où :

- $\varepsilon_{cs}$  est la déformation totale de retrait ;
- $\varepsilon_{cd}$  est la déformation due au retrait de dessiccation ;
- $\varepsilon_{ca}$  est la déformation due au retrait endogène.

La valeur finale du retrait de dessiccation  $\varepsilon_{cd,\infty}$  est égale à  $k_h \varepsilon_{cd,0}$  où  $k_h$  est un coefficient dépendant du rayon moyen  $h_0$  et  $\varepsilon_{cd,0}$  peut être estimé par les valeurs du Tableau 3.2 de la norme NBN EN 1992-1-1 (valeurs moyennes probables). Une valeur plus précise de  $\varepsilon_{cd,0}$  est donnée par la formule de l'Annexe B2 de la NBN EN 1992-1-1.

## 5.4. ACIER D'ARMATURE PASSIVE

### 5.4.1. DOMAINE D'APPLICATION

Seuls les aciers d'armature de qualité B500B suivant l'annexe C de la norme NBN EN 1992-1-1 peuvent être utilisés dans les ouvrages d'art. Selon la nomenclature belge, les nuances d'acier répondant à la qualité B500B sont celles qui sont reprises dans la PTV 302 de l'OCAB, sous la mention BE 500... .

L'utilisation d'aciers d'armature de qualité B500A, c'est-à-dire de nuance DE 500 BS selon la nomenclature belge reprise dans la PTV 303 de l'OCAB, est donc interdite dans les ouvrages d'art.

**Toutefois, pour les armatures de nuance BE 500, il faut considérer qu'elles possèdent les caractéristiques mécaniques de la nuance BE 400 :  $f_{yk}$  vaut donc 400 N/mm<sup>2</sup> pour les calculs de résistance.**

#### 5.4.2. HYPOTHESES DE CALCUL

La masse volumique des armatures peut être supposée égale à 7.850 kg/m<sup>3</sup>.  
La valeur de calcul du module d'élasticité  $E_s$  peut être supposée égale à 200.000 N/mm<sup>2</sup>.

#### 5.4.3. GEOMETRIE

Tous les calculs sont basés sur le diamètre nominal des barres. On utilise de préférence les barres de diamètres nominaux suivants :

$\phi = 6 - 8 - 10 - 12 - 14 - 16 - 20 - 25$  et 32 mm.

On essaiera autant que possible de ne pas utiliser des barres de grand diamètre et ce, pour limiter la fissuration, à savoir des barres dont le diamètre est supérieur à 32 mm.

### 5.5. ACIER DE PRECONTRAINTE

#### 5.5.1. DOMAINE D'APPLICATION

Cet article est d'application pour des armatures de précontrainte (fils, torons et barres) conformément au PTV 311.

#### 5.5.2. CARACTERISTIQUES

Les propriétés des aciers de précontrainte (à haute résistance) sont données dans le PTV 311, ou dans un Agrément Technique Européen. Aucune soudure n'est autorisée dans les barres, fils et torons. Les armatures de précontrainte sont classées en fonction des caractéristiques mécaniques  $f_{p0,1k}$ ,  $f_{pk}$  et  $\epsilon_{uk}$  (Figure 3.9 de la NBN EN 1992-1-1).

#### 5.5.3. HYPOTHESES DE CALCUL

La valeur de calcul du module d'élasticité  $E_p$  peut être prise égale à 205.000 N/mm<sup>2</sup> pour les fils et les barres et à 195.000 N/mm<sup>2</sup> pour les torons.

#### 5.5.4. GEOMETRIES-TYPES D'ARMATURES DE PRECONTRAINTE

Principaux types de torons, fils et câbles de précontrainte :

Torons - fils

	Toron de 7 fils			
Diamètre nominal	7 mm	12,5 mm	15,2 mm	15,7 mm
Section nominale	29 mm <sup>2</sup>	93 mm <sup>2</sup>	140 mm <sup>2</sup>	150 mm <sup>2</sup>
$f_{pk}$	2060 N/mm <sup>2</sup>	1860 N/mm <sup>2</sup>	1860 N/mm <sup>2</sup>	1860 N/mm <sup>2</sup>
$F_{p0,1k}$	51 kN	147 kN	221 kN	237 kN

## Câbles

φ toron (mm)	12,5						15,2			
Nombre de torons	4	7	12	19	25	31	4	7	12	19
Section nominale (mm <sup>2</sup> )	372	651	1116	1767	2325	2883	556	973	1668	2641
f <sub>pk</sub> (MPa)	1470	1770	1770	1770	1770	1770	1860	1860	1860	1860

### 5.5.5. RELAXATIONS

Les pertes de précontrainte avec le temps peuvent être assimilées à une valeur forfaitaire de 15 ou 20 % de la force de précontrainte initiale (respectivement pour des conditions climatiques extérieures et intérieures).

## 5.6. DURABILITE ET ENROBAGE DES ARMATURES

### 5.6.1. PRESCRIPTION DU BETON DANS LES CAS LES PLUS COURANTS

Description	Dénomination sur plan Classe de résistance minimale - Domaine d'application - Classes d'environnement - Exigences complémentaires <sup>8</sup>	Enrobage des armatures  C <sub>nom</sub> / C <sub>min</sub>
<b>Béton de propreté</b>		
Environnement non agressif	C16/20 - BNA - E0	
<b>Eléments en béton non armé</b>		
Gel, pas de contact avec la pluie	C25/30 - BNA - EE2	
Gel et contact avec la pluie	C30/37 - BNA - EE3	
<b>Eléments en béton armé</b>		
Gel, pas de contact avec la pluie	C25/30 - BA - EE2 - WAI(0,50)	40 mm / 30 mm
Gel et contact avec la pluie	C30/37 - BA - EE3 - WAI(0,50)	45 mm / 35 mm
Gel et agents de déverglaçage <sup>9</sup>	C35/45 - BA - EE4 - WAI(0,45)	60 mm / 50 mm
Ouvrages d'art – éléments structurels	C35/45 - BA - EE4 - WAI(0,45)	60 mm / 50 mm
<b>Eléments en béton précontraint</b>		
Bâtiments	C50/60 - BP - EE3 - WAI (0,50)	35 mm / 25 mm

<sup>8</sup>. S'il y a une différence dans la spécification des performances du béton, la spécification la plus exigeante s'applique.

<sup>9</sup>. Présence d'eau contenant des agents de déverglaçage provenant soit de sa fonte sur place, soit de projections (situé à moins de 6 m cf. 4.2 NBN EN 1992-2), soit de ruissellement).

Ouvrages d'art	C50/60 - BP - EE4 - WAI (0,45) - CI 0,10	50 mm / 40 mm
<b>Fondations sur pieux</b>		
Pas de contact avec la pluie	C30/37 - BA - EE2, EA1 Ciment $\geq 375$ kg/m <sup>3</sup> suivant l'annexe D de NBN EN 206 & NBN B 15-001	75 mm

Le Tableau 1-ANB de la norme NBN B 15-001 : 2008 donne les classes d'exposition associées aux classes d'environnement.

## 5.7. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES DES ARMATURES

### 5.7.1. GENERALITES

Les prescriptions de la section 8 "Dispositions constructives relatives aux armatures de béton armé et de précontraintes" des NBN EN 1992-1-1 et NBN EN 1992-2 doivent être respectées.

### 5.7.2. ARMATURES PASSIVES

#### 5.7.2.1. ANCRAGES DES ARMATURES LONGITUDINALES

Les barres doivent être ancrées de manière à assurer une bonne transmission des forces d'adhérence au béton, tout en évitant toute fissuration longitudinale et tout éclatement du béton. Si nécessaire, il faut ajouter un ferrailage transversal.

Les méthodes d'ancrage sont représentées à la Figure 8.1 de la NBN EN 1992-1-1.

La valeur de calcul de la longueur d'ancrage  $l_{bd}$  est égale à :

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

où  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$  et  $\alpha_5$  conformément au Tableau 8.2 de la norme NBN EN 1992-1-1  
pour les ancrages de traction  $l_{b,min} > \max\{0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\}$   
pour les ancrages de compression  $l_{b,min} > \max\{0,6l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\}$

Les longueurs d'ancrage sont calculées avec la résistance du BE500.

Le Tableau 5.1 fournit la longueur d'ancrage  $l_{bd}$  en fonction du diamètre de barre, de la qualité du béton et du type d'acier. Il peut être utilisé sans calcul supplémentaire.

Toutes les longueurs d'ancrage sont déterminées sur base des hypothèses suivantes :

- contrainte maximale dans les barres ( $\sigma_{sd}=f_{yk}/1,15$ ) ;
- conditions d'adhérence "médiocres" ;
- coefficients  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$  et  $\alpha_5$  sont fixés à 1.

Pour utiliser des longueurs d'ancrage plus petites, il convient alors de les calculer selon la norme NBN EN 1992-1-1.

Longueur d'ancrage $l_{bd}$ pour BE500										
$\phi$ (mm)	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
$f_{ck}$ 20	400	540	670	800	940	1070	1340	1670	2140	2910
$f_{ck}$ 25	350	460	580	690	810	920	1150	1440	1840	2510
$f_{ck}$ 30	310	410	510	610	710	820	1020	1280	1630	2220
$f_{ck}$ 35	280	370	460	550	640	740	920	1150	1470	2000
$f_{ck}$ 40	250	340	420	510	590	670	840	1050	1350	1830
$f_{ck}$ 45	230	310	390	470	550	620	780	970	1250	1690
$f_{ck}$ 50	220	290	360	440	510	580	730	910	1160	1580
$f_{ck}$ 55	210	280	350	420	490	560	700	880	1120	1530
$f_{ck}$ 60	200	270	340	410	480	540	680	850	1090	1480
$f_{ck}$ 70	200	270	340	410	480	540	680	850	1090	1480

Tableau 5.1 – Longueur d'ancrage  $l_{bd}$  en mm

Attention, ce Tableau 5.1 ne peut pas être utilisé dans le cadre de l'ancrage des barres d'armature "collées" dans des trous percés. Dans ce cas, il faut utiliser la méthode du Technical Report 23 de l'EOTA (Assessment of post-installed rebar connections).

### 5.7.2.2. RECOUVREMENTS D'ARMATURES LONGITUDINALES

Les recouvrements dans une même section et dans les zones où règnent de fortes contraintes doivent être évités. La distance entre deux barres de recouvrement doit répondre aux conditions suivantes :

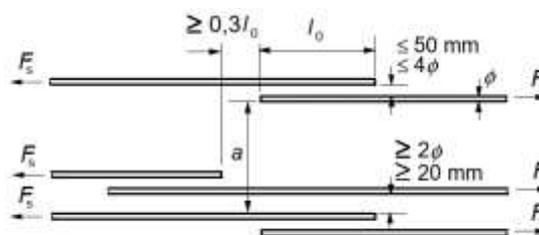


Figure 8.7 : Recouvrements voisins

La valeur de calcul de la longueur de recouvrement  $l_0$  est égale à :

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$$

où  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$  et  $\alpha_5$  conformément au Tableau 8.2 de la norme NBN EN 1992-1-1  
 $\alpha_6$  le pourcentage de barres de recouvrement par rapport à la surface totale de la section transversale  
 $l_{0,min} > \max\{0,3\alpha_6 / b_{rqd}; 15\phi; 200 \text{ mm}\}$ .

Dans la zone de recouvrement, des armatures transversales sont requises afin de pouvoir compenser les efforts transversaux de traction. Et ce, conformément au § 8.7.4 de la norme NBN EN 1992-1-1.

Les longueurs de recouvrement sont calculées avec la résistance du BE500.

Le Tableau 5.2 fournit la longueur de recouvrement  $l_0$  en fonction du diamètre de barre, de la qualité du béton et du type d'acier et du pourcentage de barres de recouvrement. Il peut être utilisé sans calcul supplémentaire.

Toutes les longueurs de recouvrement sont déterminées sur base des hypothèses suivantes :

- contrainte maximale dans les barres est maximale ( $\sigma_{sd}=f_{yk}/1,15$ ) ;
- conditions d'adhérence "médiocres" ;
- coefficients  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$  et  $\alpha_5$  sont fixés à 1.

Pour utiliser des longueurs de recouvrement plus petites, il convient alors de les calculer selon la norme NBN EN 1992-1-1.

<b><math>l_0</math> pour BE500</b>									
<b>Pourcentage de barres de recouvrement (<math>\alpha_6</math>)</b>					<b>Pourcentage de barres de recouvrement (<math>\alpha_6</math>)</b>				
<b><math>f_{ck}</math> 20</b>	<b>&lt; 25 %</b>	<b>33 %</b>	<b>50 %</b>	<b>&gt; 50 %</b>	<b><math>f_{ck}</math> 25</b>	<b>&lt; 25 %</b>	<b>33 %</b>	<b>50 %</b>	<b>&gt; 50 %</b>
<b>6</b>	400	460	560	600	6	350	400	480	520
<b>8</b>	540	620	750	800	8	460	530	650	690
<b>10</b>	670	770	940	1000	10	580	660	810	860
<b>12</b>	800	920	1120	1200	12	690	800	970	1040
<b>14</b>	940	1080	1310	1400	14	810	930	1130	1210
<b>16</b>	1070	1230	1500	1610	16	920	1060	1290	1380
<b>20</b>	1340	1540	1870	2010	20	1150	1330	1610	1730
<b>25</b>	1670	1920	2340	2510	25	1440	1660	2020	2160
<b>32</b>	2140	2460	3000	3210	32	1840	2120	2580	2770
<b>40</b>	2910	3350	4070	4360	40	2510	2880	3510	3760

f <sub>ck</sub> 30	< 25 %	33 %	50 %	> 50 %
6	310	350	430	460
8	410	470	570	610
10	510	590	710	770
12	610	700	860	920
14	710	820	1000	1070
16	820	940	1140	1230
20	1020	1170	1430	1530
25	1280	1470	1790	1910
32	1630	1880	2290	2450
40	2220	2550	3110	3330

f <sub>ck</sub> 35	< 25 %	33 %	50 %	> 50 %
6	280	320	390	410
8	370	420	520	550
10	460	530	640	690
12	550	640	770	830
14	640	740	900	970
16	740	850	1030	1110
20	920	1060	1290	1380
25	1150	1320	1610	1730
32	1470	1700	2060	2210
40	2000	2300	2800	3000

f <sub>ck</sub> 40	< 25 %	33 %	50 %	> 50 %
6	250	290	350	380
8	340	390	470	510
10	420	480	590	630
12	510	580	710	760
14	590	680	830	890
16	670	780	940	1010
20	840	970	1180	1260
25	1050	1210	1480	1580
32	1350	1550	1890	2020
40	1830	2110	2570	2750

f <sub>ck</sub> 45	< 25 %	33 %	50 %	> 50 %
6	230	270	330	350
8	310	360	440	470
10	390	450	550	580
12	470	540	650	700
14	550	630	760	820
16	620	720	870	940
20	780	900	1090	1170
25	970	1120	1360	1460
32	1250	1430	1750	1870
40	1690	1950	2370	2540

f <sub>ck</sub> 50	< 25 %	33 %	50 %	> 50 %
6	220	250	310	330
8	290	330	410	440
10	360	420	510	540
12	440	500	610	650
14	510	580	710	760
16	580	670	810	870
20	730	840	1020	1090
25	910	1040	1270	1360
32	1160	1340	1630	1740
40	1580	1820	2210	2370

f <sub>ck</sub> 60	< 25 %	33 %	50 %	> 50 %
6	200	230	290	310
8	270	310	380	410
10	340	390	480	510
12	410	470	570	610
14	480	550	670	710
16	540	620	760	820
20	680	780	950	1020
25	850	980	1190	1270
32	1090	1250	1520	1630
40	1480	1700	2070	2210

Tableau 5.2 – Longueur de recouvrement l<sub>0</sub> en mm

### 5.7.2.3. SOUDAGE DES ARMATURES

En fonction de leur résistance, les cordons de soudure peuvent être subdivisés en deux catégories :

- cordons technologiques : remplacent le fil de ligature, par ex., pour maintenir l'armature en place au transport et pour garantir les assemblages avant et durant le coulage du béton ;
- cordons structurels : assurent le transfert de effort le long du cordon.

La réalisation de soudures sur le chantier est interdite (conditions pas idéales).  
Sauf prescriptions contraires, les cordons structurels sont absolument interdits.

Souder des armatures est interdit.

Les exceptions sont les suivantes :

- Les cordons technologiques soudés sont autorisés pour les éléments pour lesquels une vérification à la fatigue n'est généralement pas nécessaire ;
- les treillis soudés sont permis sont autorisés pour les éléments pour lesquels une vérification à la fatigue n'est généralement pas nécessaire.

Éléments d'une construction de pont pour lesquels une vérification à la fatigue n'est généralement pas nécessaire :

- a. passerelles, à l'exception des éléments de structure très sensibles à l'action du vent ;
- b. fondations ;
- c. piles et poteaux non rigidement reliés au tablier ;
- d. culées des ponts routiers et ferroviaires non rigidement reliés au tablier, à l'exception des dalles de culées creuses.

Le soudage est uniquement autorisé pour l'acier d'armature classé soudable.

Le constructeur doit montrer sur dessin les endroits où des soudures sont mises en œuvre.

La NIT 217 "Ferrailage du béton" du CSTC comporte des informations détaillées sur le soudage des armatures.

Les procédés de soudage de l'acier d'armature pour béton armé doivent répondre aux dispositions figurant au Tableau 3.4 de la norme NBN EN 1992-1-1 (Procédés de soudage admis et exemples d'application).

#### **5.7.2.4. DISPOSITIONS D'ARMATURES DANS LES ANGLES**

Dans tous les angles formés par des poutres, des colonnes, des dalles, des parois, etc. de structures en béton, les coudes des armatures ne peuvent pas suivre le côté intérieur des angles, pour éviter le phénomène de poussée au vide (voir figure ci-dessous). Cette exigence reste également d'application lorsque l'intérieur de l'angle est renforcé par un chanfrein.

Cette exigence reste également valable pour les éléments préfabriqués en béton.

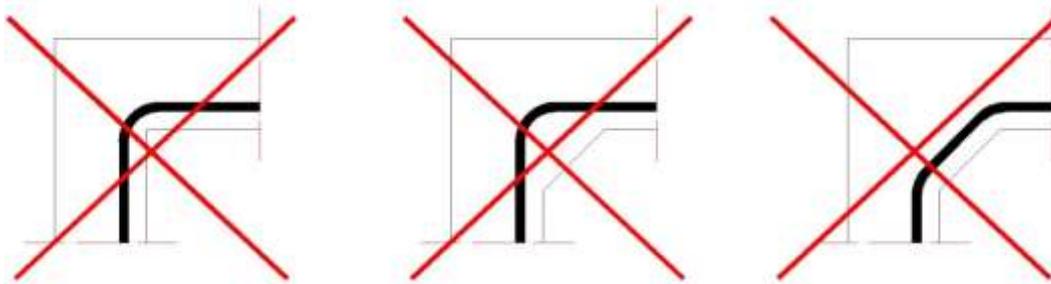


Figure 5.1 – Disposition d'armatures interdites à l'intérieur des angles

### 5.7.3. ARMATURES DE PRECONTRAINTE

L'espacement des gaines ou des armatures de précontrainte par pré-tension doit permettre d'assurer une mise en place et un compactage correct du béton, ainsi que l'obtention d'une adhérence suffisante entre le béton et les armatures.

En règle de base pour la précontrainte avec adhérence, on peut postuler que l'entraxe entre deux gaines adjacentes doit être au moins égal à la somme des diamètres desdites gaines pour assurer une application et un compactage corrects du béton.

#### 5.7.3.1. ANCRAGE DES ARMATURES DE PRECONTRAINTE

L'ancrage des armatures de précontrainte post-tendues se fait suivant la norme NBN EN 1992-1-1, § 8.10.

#### 5.7.3.2 ORGANES D'ANCRAGE

L'article en question s'applique aux dispositifs de précontrainte par post-tension :

- les ancrages sont utilisés pour transmettre les efforts des armatures au béton dans la zone d'ancrage ;
- les coupleurs sont utilisés pour assurer l'assemblage d'armatures individuelles afin de garantir leur continuité.

La résistance des organes d'ancrage et des zones d'ancrage doit être suffisante pour transférer la force de précontrainte au béton. L'apparition de fissures dans les zones d'ancrage ne peut pas altérer le fonctionnement des ancrages.

L'écrasement local du béton doit être évité conformément aux dispositions du § 6.7 de la norme NBN EN 1992-1-1 pour les zones chargées partiellement.

Pour simplifier, on peut admettre que l'angle de diffusion de la force de précontrainte, qui prend effet aux extrémités de l'organe d'ancrage, est égal à  $2\beta$  où  $\beta = \arctg(2/3)$ . Les efforts transversaux de traction générés par ces forces concentrées seront évalués au moyen d'un modèle bielles-tirants.

## 5.8. CALCUL DES SECTIONS

### 5.8.1. FLEXION A L'ELU

Pour définir le moment de résistance à l'état limite ultime, il ne faut pas tenir compte de la résistance à la traction du béton.

### 5.8.2. CALCUL DES ELEMENTS EN BETON PRECONTRAIN

Sous toutes les combinaisons de charge en phase finale, toutes les fibres du béton doivent être comprimées.

Dans le cas d'un concept élastique d'éléments en béton précontraint, les tensions normales sont limitées suivant :

Combinaison de charge	$\sigma_{cadm}$	$\sigma_{ctadm}$
g + P	$0,5 f_{ck}(t)$	$f_{ct0.05}$
Combinaisons ne considérant que les charges permanentes	$0,45 f_{ck}$	0
Combinaisons fréquentes	$0,5 f_{ck}$	0

Dans la combinaison de charge, g représente la charge permanente présente lors de la post contrainte, et P la force de précontrainte.

NB : Selon la NBN EN 1990 ANB §A2.4.1. et la NBN EN 1991-2 ANB §2.2, les valeurs de calcul non-fréquentes ne sont pas utilisées pour le calcul d'ouvrage d'art. Seules, les combinaisons fréquentes doivent être considérées.

Pour les calculs de bâtiment, on peut se référer à ce tableau :

Combinaison de charge	$\sigma_{cadm}$	$\sigma_{ctadm}$
g + P	$0,5 f_{ck}(t)$	0
Quasi permanente	$0,45 f_{ck}$	0
Fréquente	$0,5 f_{ck-}$	0
Rare	$0,5 f_{ck}$	0

### 5.8.3. CONTROLE DE LA FLECHE

Le contrôle des déformations des éléments en service est nécessaire lorsque le concepteur juge que ces déformations sont susceptibles de porter atteinte à l'aspect visuel ou à l'utilisation de ces éléments ou des éléments non porteurs qui y sont apposés.

Pour de plus amples informations, voir le chapitre 9.

#### **5.8.4. MAITRISE DE LA FISSURATION**

La formation de fissures et leur ouverture doivent être limitées à un niveau qui reste acceptable pour le fonctionnement et l'aspect visuel de la structure, conformément au § 7.3 de la norme NBN EN 1992-1-1.

Des mesures doivent être prises afin d'éviter une formation de fissures prématurée. Et ce, principalement lors de l'utilisation de béton à haute résistance (classe de résistance C60/75 et supérieures) et lors de l'utilisation de béton auto-plaçant. Parmi ces mesures, notons :

- le décoffrage après un temps suffisant de telle sorte que le béton puisse refroidir lentement et entièrement (jusqu'à ce qu'il atteigne la température ambiante). Et ce en vue de prévenir la formation de fissures thermiques dues à un retrait empêché ;
- le choix du type de ciment et de la teneur en ciment du béton ;
- le choix de nature des granulats ;
- le choix du rapport eau-ciment (développement de la résistance du béton) ;
- la maîtrise de la température du béton pendant la phase de durcissement ;
- le choix des armatures ;
- les éventuelles techniques de post-traitement choisies...

Nous renvoyons au Tableau 7.101N-ANB de la norme NBN EN 1992-2 ANB pour les valeurs à respecter en matière d'ouverture des fissures.

Pour les ouvrages en contact permanent avec l'eau souterraine (comme les cadres), la largeur des fissures doit être limitée à 0,2 mm afin d'assurer l'étanchéité et la durabilité.

### **5.9. RESISTANCE A LA FATIGUE DES TABLIERS EN BETON**

#### **5.9.1. GENERALITES**

La fatigue constitue un état limite correspondant soit à la rupture, soit à une fissuration excessive, soit à une perte de durabilité, causée par la variation fréquemment répétée des contraintes existant à cet état d'utilisation.

Un test de fatigue doit être effectué pour les structures et les composants structurels qui sont soumis à des changements de charge réguliers (par exemple, les ponts exposés à des charges de trafic élevées).

Une vérification à la fatigue n'est *généralement* pas nécessaire pour les structures et les éléments suivants :

- a. passerelles, à l'exception des éléments de structure très sensibles à l'action du vent ;
- b. structures enterrées en voûte ou en cadre avec une couverture minimale de terre de 1,00 m et 1,50 m respectivement pour les ponts routiers et ferroviaires ;
- c. fondations ;
- d. piles et poteaux non rigidement reliés au tablier ;
- e. murs de soutènement de chaussées et de voies ferrées ;
- f. culées des ponts routiers et ferroviaires non rigidement reliés au tablier, à l'exception des dalles de culées creuses ;
- g. armatures de précontrainte et armatures de béton armé, dans les zones où, sous combinaison fréquente d'actions avec  $P_k$ , les fibres extrêmes du béton restent comprimées.

Le calcul des contraintes doit être réalisé en faisant l'hypothèse de sections fissurées, en négligeant la résistance en traction du béton mais en assurant la compatibilité des déformations.

### **5.9.2. TYPES DE RUPTURE DE FATIGUE**

Sous l'action de charges fréquemment répétées, les états limites suivants peuvent être atteints :

- a. rupture des armatures tendues ;
- b. rupture de l'adhérence des armatures ;
- c. rupture du béton comprimé ;
- d. rupture du béton sollicité en cisaillement ;
- e. désagrégation du béton ;
- f. ouverture excessive des fissures avec perte de durabilité.

L'état limite le plus fréquent est obtenu par excès des variations de contrainte dans les armatures.

La rupture par fatigue de béton comprimé est rare lorsque la sécurité à l'état limite ultime de rupture est suffisante et lorsque l'ouverture caractéristique des fissures n'excède pas 0,3 mm en flexion.

La rupture de fatigue par désagrégation du béton est obtenue dans des dalles soumises à l'action de roues de véhicules. Elle trouve son origine dans la fissuration du béton à la suite de l'allongement excessif des armatures tendues. Le déplacement fréquent du schéma de fissuration sur l'étendue de la dalle provoque une désagrégation progressive du béton.

### **5.9.3. VERIFICATION DE L'ETAT LIMITE DE RUPTURE PAR FATIGUE**

L'endommagement pour un cycle d'étendue de contrainte  $\Delta\sigma$  peut être déterminé à l'aide des courbes S-N de la Figure 6.30 de la NBN EN 1992-1-1 relatives aux armatures de béton armé et aux armatures de précontrainte,  $\Delta\sigma_{Rsk}$  étant l'étendue de contrainte résistante.

Les Tableaux 6.3N (armatures de béton armé) et 6.4N (armatures de précontrainte) de la NBN EN 1992-1-1 donnent les valeurs des paramètres des courbes S-N.

Pour des cycles multiples d'étendue variable, l'endommagement peut être cumulé en appliquant la règle de Palmgren-Miner.

Plutôt que de contrôler explicitement les dégâts, un test de fatigue peut également être réalisé via des étendues de contrainte équivalentes vis-à-vis de l'endommagement, suivant le § 6.8.5 de la NBN EN 1992-1-1.

#### **5.9.3.1. ASSEMBLAGES PAR ORGANES MECANIQUES**

Outre l'effort de traction de la liaison barre-manchon-barre (au moins égal à l'effort de traction correspondant à celui d'une barre continue de même diamètre théorique nominal), la résistance à la fatigue de l'assemblage (l'intervalle de variation de charge admissible) doit également être connue pour au moins 2 millions de cycles.

L'aptitude de ces organes mécaniques doit être démontrée par un certificat d'agrément. A défaut de certificat d'agrément (description du système d'assemblage, attestations et résultats de tests de contrôle et d'acceptation préalables et prescriptions du fabricant en ce qui concerne l'emplacement des manchons), les organes mécaniques doivent être vérifiés expérimentalement.

Les essais s'effectuent sur un minimum de 3 échantillons par type de manchon (ou de connecteur) et par diamètre de barre utilisé.

Si les résultats des essais ne sont pas satisfaisants, le fonctionnaire dirigeant est habilité à refuser le type prescrit ou une livraison déterminée ou encore de décider des mesures qui doivent être prises, sans que l'adjudicataire puisse prétendre à des indemnités complémentaires. Tous les frais qui découlent de ces essais sont à la charge de l'adjudicataire.

#### 5.9.4. CONTROLE DE L'ETAT LIMITE DE RUPTURE DE FATIGUE POUR LA CONSTRUCTION D'OUVRAGES D'ART

L'annexe NN de la norme NBN EN 1992-2 fournit une méthode simplifiée pour calculer l'étendue de contrainte équivalente vis-à-vis de l'endommagement pour les vérifications à la fatigue.

##### 5.9.4.1. PONTS-ROUTES

Cette méthode s'applique uniquement au modèle de charge de fatigue 3 modifié par rapport à celui défini dans la NBN EN 1991-2.

Les charges d'essieu de ce modèle doivent être multipliées par les coefficients suivants :

- 1,75 pour une vérification au droit des appuis intermédiaires des ponts continus ;
- 1,40 pour une vérification dans d'autres zones.

L'étendue de contrainte équivalente vis-à-vis de l'endommagement pour la vérification de l'acier de béton armé et de l'acier de précontrainte doit être calculée selon l'équation :

$$\Delta\sigma_{s,equ} = \Delta\sigma_{s,EC} \cdot \lambda_s$$

où :

- $\Delta\sigma_{s,EC}$  est l'étendue de contraintes due au modèle de charge de fatigue 3 modifié sur la base de la combinaison de charges.
- $\lambda_s$  est le coefficient d'endommagement équivalent vis-à-vis de la fatigue qui tient compte de l'influence de la portée, du volume de trafic annuel, de la durée d'utilisation de projet, des différentes voies de circulation, du type de trafic et du revêtement et est défini par :

$$\lambda_s = \varphi_{fat} \cdot \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4}$$

Ces coefficients sont définis au chapitre NN.2.1 de la NBN EN 1992-2.  $\lambda_{s,4}$  donne l'influence de plusieurs bandes de circulation. Étant donné que la norme NBN EN 1992-2 est plutôt vague pour déterminer  $\lambda_{s,4}$ , nous renvoyons vers la norme NBN EN 1993-2 pour des raisons pratiques.

- $\varphi_{fat}$  est le coefficient de majoration dynamique dépendant de la rugosité du revêtement conformément à l'Annexe B de la NBN EN 1991-2.  
 $\varphi_{fat} = 1,2$  pour les surfaces de bonne rugosité ;  
 $\varphi_{fat} = 1,4$  pour les surfaces de rugosité moyenne.

### 5.9.4.2. PONTS-RAILS

L'étendue de contrainte équivalente vis-à-vis de l'endommagement applicable à l'acier de béton armé et à l'acier de précontrainte doit être calculée conformément à :

$$\Delta\sigma_{s, \text{equ}} = \lambda_s \cdot \Phi \cdot \Delta\sigma_{s,71}$$

où :

- $\Delta\sigma_{s,71}$  est l'étendue de contrainte de l'acier due au modèle de charge 71 appliqué au maximum sur deux voies, sans tenir compte du coefficient de classification  $\alpha$ , et  $\Phi$  le coefficient dynamique.
- $\lambda_s$  est un coefficient de correction permettant de calculer l'étendue de contraintes équivalentes vis-à-vis de l'endommagement à partir de l'étendue de contraintes avec  $\lambda_s = \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4}$ .
- Ces coefficients sont définis au chapitre NN.3.1 de la NBN EN 1992-2.

## 6. CONSTRUCTIONS EN ACIER

### 6.1. DOMAINE D'APPLICATION

Pour autant qu'il n'y soit pas dérogé, les prescriptions de la norme NBN EN 1993 sont d'application.

### 6.2. CONCEPTIONS IMPOSEES POUR LA CONSTRUCTION DE PONTS

En principe, tous les ponts-rails en acier doivent être munis d'un coffre à ballast, pour pouvoir poser la voie sur un lit de ballast. Les ponts mobiles font exception à cette règle.

Le coffre à ballast doit être conçu en prenant les dispositions nécessaires pour réaliser un drainage suffisant du tablier de pont. Le coffre à ballast peut faire partie du tablier de pont proprement dit (par ex., plaque orthotrope) ou être constitué d'une structure non portante. Si l'on prévoit une structure en béton qui contribue à la résistance du pont, il s'agit alors d'un pont mixte acier-béton pour lequel les prescriptions du présent chapitre et celles des chapitres 5 et 7 sont d'application.

Les poutres principales des ponts en acier sont soit :

- des poutres à âmes pleines, avec ou sans raidisseurs de l'âme et simplement appuyées aux deux extrémités ;
- des poutres-caisson, simplement appuyées aux 2 extrémités ;
- des treillis, simplement appuyés aux 2 extrémités, de type Warren ou Pratt ;
- des arcs à tablier supérieur indépendant ;
- des arcs fléchis raidis à suspentes verticales ou obliques et tablier inférieur.

Pour les ponts à suspentes, le pont est calculé de façon à ce qu'en cas de remplacement d'un câble suspendu ou d'un hauban quelconque la stabilité soit assurée sous combinaison quasi permanente.

Sauf disposition contraire dans le cahier spécial des charges, les sections des éléments porteurs de la construction de classe 1, 2 ou 3 sont des sections conformes au Tableau 5.2 de la NBN EN 1993-1-1. Pour des sections de classe 4, il y a lieu de tenir compte de la résistance réduite par les effets de voilement local.

L'épaisseur d'âme minimale des poutres principales, longerons et entretoises métalliques s'élève à 10 mm pour les poutres composées.

### 6.3. QUALITES D'ACIER A UTILISER

#### 6.3.1. QUALITES D'ACIER POUR LA CONSTRUCTION DE PONTS

La limite élastique de l'acier de construction ne peut pas excéder 460 N/mm<sup>2</sup>. Les qualités d'acier sont décrites dans les normes suivantes :

NBN EN 10025 Produits laminés à chaud en aciers de construction Conditions générales techniques de livraison.

NBN EN 10027 Systèmes de désignation des aciers.

Le choix de la qualité d'acier dépend de la conception du pont, de la méthode d'exécution utilisée, des circonstances de traitement et des conditions d'utilisation de l'ouvrage d'art. La qualité est déterminée selon le tableau 2.1 de la NBN EN 1993-1-10. On emploie :

1. les classes J2, K2, M, N, ML et NL (+ N<sup>10</sup>) pour les éléments principaux soudés et tirés de toutes les épaisseurs et pour les éléments principaux comprimés d'une épaisseur  $\geq$  à 15 mm. Et donc pour :
  - les poutres principales, entretoises, longerons de construction soudée, tant pour les plaques que pour les profilés ;
  - les plaques de tablier pour dalle orthotrope ;
  - toutes les tôles et profils soudés de poutres, de barres de treillis ou d'arcs de caisson ;
  - tous les profils soudés de la structure portante, à l'exception de ce qui suit.
2. la classe J0 dans les éléments soudés comprimés d'une épaisseur < 15 mm et les tôles et profils non soudés :
  - contreventements en profils soudés d'une épaisseur < 15 mm ;
  - éléments importants qui ne contiennent pas de soudures, mais déformés à froid avec des allongements entre 2,5 et 5 % ;
  - tôles non soudées de poutres principales, entretoises et longerons ;
  - profils non soudés, d'une épaisseur  $\geq$  15 mm, pour poutres principales, entretoises et longerons.

---

<sup>10</sup>. + la lettre N, si les produits doivent être livrés à l'état normalisé ou équivalent.

3. la classe JR pour les tôles et les profils :
- construction non soudée de contreventements ;
  - passerelles, reliées à la superstructure.

#### *Fissuration lamellaire*

La qualité Z d'une tôle d'acier ou d'un profil d'acier est déterminée conformément à la norme NBN EN 1993-1-10. Nous renvoyons au Fascicule 34.4 "Structures en acier" pour la qualité Z à appliquer dans le cas où l'adjudicataire ou son bureau d'études n'effectue aucun calcul.

### 6.3.2. QUALITES D'ACIER POUR LA CONSTRUCTION DE BATIMENTS

Il y a lieu de considérer le Tableau 6.1 comme fil conducteur.

Cas considéré	Type d'acier à utiliser selon NBN EN 10025-2
1. Garde-corps 1. Tôle armée et striée 1. Élément non chargé	S235JR
2. Menuiserie métallique	S235JR
3. Construction rivetée	S235JR
4. Construction soudée	
4.1. Charpente légère (par ex., ferme de toiture)	S235JR
4.2. Construction sans pont roulant :	
a) profilés (épaisseur $\leq 30$ mm)	S235JR
b) tôles et plats (épaisseur $\leq 25$ mm)	S235JR
c) profilés (épaisseur $> 30$ mm)	S235J0
d) tôles et plats (épaisseur $> 25$ mm)	S235J0
4.3. Construction soumise à :	
a) charges statiques lourdes	S235J0
b) charges dynamiques légères	S235J0
c) charges dynamiques lourdes, mais où aucun élément n'a une épaisseur supérieure à 10 mm	S235J0
4.4. Construction soumise à de lourdes charges dynamiques et dont l'épaisseur des éléments est supérieure à 10 mm	S235J2 S355K2
5. Chemin de roulement d'un pont roulant	E295

Tableau 6.1 – Qualités d'acier pour la construction de bâtiments

## 6.4. ASSEMBLAGES

### 6.4.1. CONCEPTION

Le mode d'assemblage de différents éléments s'effectue, sauf stipulations contraires sur les plans de détail et/ou au cahier spécial des charges, soit par boulonnage, soit par soudage. Le calcul des assemblages s'effectue conformément aux prescriptions de la norme NBN EN 1993-1-8.

**Seuls** les assemblages suivants peuvent être mis en œuvre :

- soudure à l'arc (manuelle, automatique ou semi-automatique) ;
- assemblages boulonnés chargés en cisaillement suivant cat. A (travaillant à la pression diamétrale) ou cat. C (résistant au glissement à l'état limite ultime) du Tableau 3.2 de la NBN EN 1993-1-8 ;
- assemblages boulonnés soumis à des charges de traction suivant cat. D (non précontraints) ou cat. E (précontraints) du Tableau 3.2 de la NBN EN 1993-1-8.  
Les boulons de cat. D ne peuvent pas être utilisés dans des assemblages soumis à une charge de traction variable.

L'usage de boulons non calibrés est exclusivement permis pour des assemblages moins importants (pour des éléments non porteurs) chargés en cisaillement.

### 6.4.2. ASSEMBLAGES PAR SOUDURE

#### 6.4.2.1. ASSEMBLAGES PAR SOUDURE

Sauf mention contraire dans le cahier spécial des charges, les types d'assemblage par soudure suivants sont imposés :

- liaison âme-semelles inférieure ou supérieure de longerons, entretoises, tôles de platelage aux raidisseurs, poutres principales : *cordon en K à pleine pénétration* ;
- sections fermées (poutres-caisson) : soudures d'angle avec préparation et reprise à l'envers ; si l'intérieur du caisson n'est pas accessible après fermeture de la section : soudure d'angle d'un côté ;
- cordons de soudure bout à bout : cordon en x complet avec meulage postérieur du cordon ;
- assemblages perpendiculaires : *soudures d'angle*.

La gorge utile "a" d'une soudure d'angle est égale à la hauteur du plus grand triangle (isocèle ou non) pouvant s'inscrire à l'intérieur des faces à souder et de la surface de la soudure, mesurée perpendiculairement au côté de ce triangle qui correspond au côté extérieur de la soudure.

**La détermination de la résistance d'une soudure d'angle à forte pénétration ne peut pas tenir compte de la forte augmentation de la gorge** (voir § 4.5.2 de la NBN EN 1993-1-8).

L'emplacement des soudures bout à bout est choisi judicieusement de sorte que les variations de contraintes et les contraintes totales y soient les plus petites possibles. Le choix ne doit certainement pas être influencé en premier lieu par les dimensions commerciales des éléments en acier.

#### **6.4.2.2. SOUDAGE SUR CHANTIER**

Le nombre de soudures à réaliser sur chantier à l'occasion de la subdivision de la construction, pour permettre le transport jusqu'au chantier, doit se limiter au minimum requis. Les joints de montage, les soudures nécessaires, etc. doivent être soumis à l'approbation préalable du fonctionnaire dirigeant.

#### **6.4.3. JOINTS DE MONTAGE**

##### **6.4.3.1. GENERALITES**

Le nombre de joints de montage est limité au strict minimum. L'emplacement des joints est défini par le même principe que pour les soudures bout à bout, à savoir à un endroit où les variations de contraintes et les contraintes totales sont les plus petites possibles. En principe, les assemblages doivent avoir la même résistance que la section des éléments qu'ils lient (joint d'égale résistance).

La Figure 6.1 donne les principes de base pour le choix des emplacements des joints de montage.

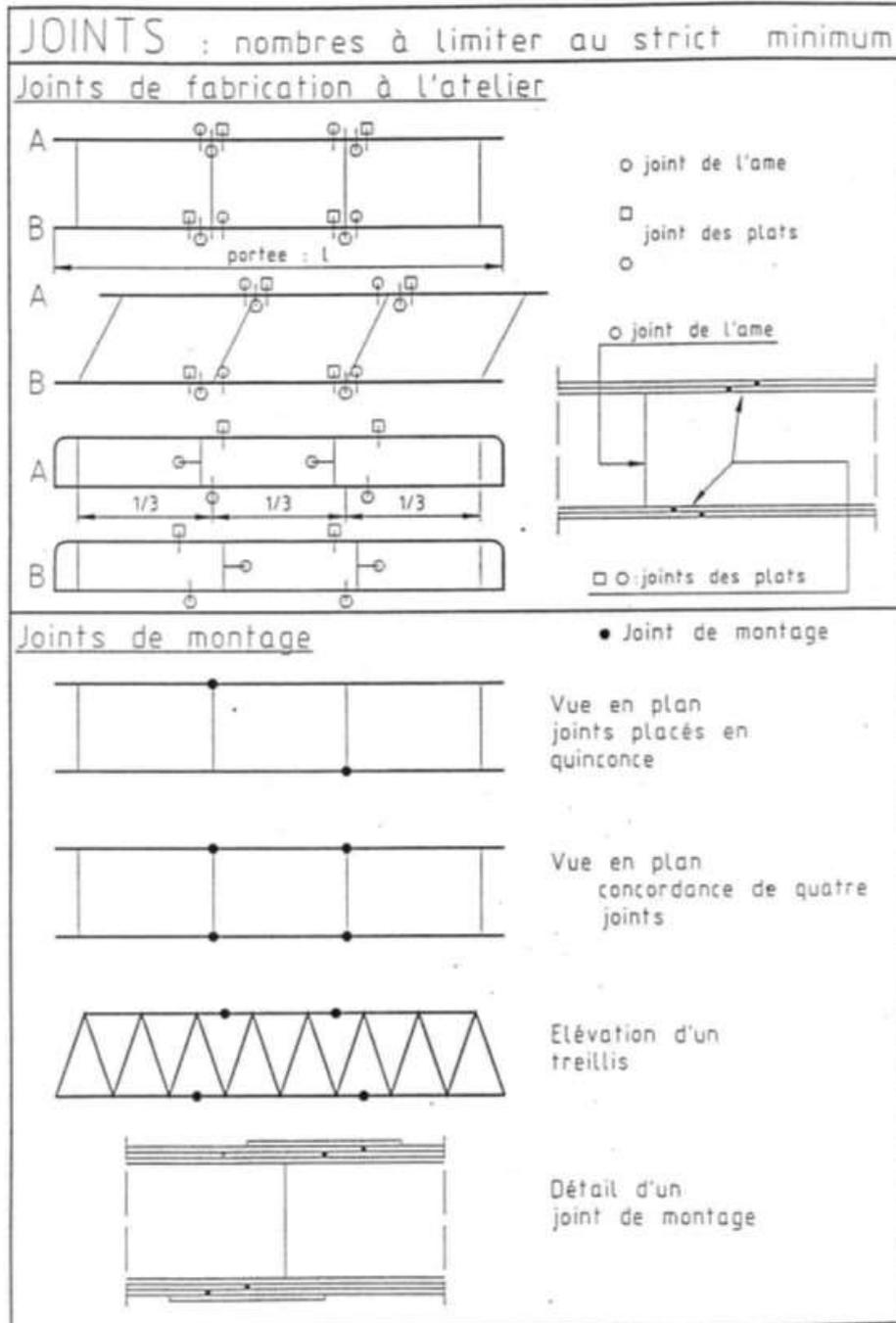


Figure 6.1 – Principes de base des emplacements des joints de montage

Si l'étude est réalisée par le maître de l'ouvrage, l'emplacement des joints de montage sera prévu par le constructeur comme indiqué aux plans. Si les plans ne reprennent pas les joints de montage, ou en renseignent en nombre insuffisant, le constructeur prévoira d'éventuels joints de montage supplémentaires dont l'emplacement sera soumis à l'approbation du fonctionnaire dirigeant.

Ces joints de montage supplémentaires ne donnent lieu à aucun supplément de prix. Ils font partie de l'adjudication. Ces joints de montage supplémentaires sont calculés par le constructeur selon la méthode d'égalité de résistance. La note de calcul est soumise au fonctionnaire dirigeant pour approbation.

### 6.4.3.2. OÛILLETS DE LEVAGE – PIÈCES D'AMORÇAGE DES SOUDURES

Lors de l'emploi d'œuillets de levage, soudés aux éléments de la construction en acier, il faut choisir l'emplacement de ces œuillets en appliquant les mêmes principes que ceux susmentionnés.

## 6.5. PRESCRIPTIONS PARTICULIÈRES RELATIVES A LA FATIGUE DANS LA CONSTRUCTION DE PONTS

L'attention est attirée sur le fait que le dimensionnement en fatigue peut être décisif, et ne peut donc pas être considéré comme un contrôle ultérieur. Il convient d'en tenir compte lors des différents stades des calculs.

Pour autant qu'il n'y soit pas dérogé, les dispositions de la norme NBN EN 1993-1-9 sont d'application.

Pour calculer la résistance en fatigue  $\Delta\sigma_c$  pour  $2.10^6$  cycles, il faut utiliser les Tableaux 8.1 à 8.10 de la norme NBN EN 1993-1-9.

### 6.5.1. FATIGUE DES PONTS-ROUTES

Dans le cas des modèles de charge de fatigue 1 et 2, la vérification de l'inégalité  $\gamma_{Ff} \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf}$  de la norme EN 1993-1-9 § 8 (2) peut être ramenée à :

$$\Delta\sigma_D \leq 0,74 \Delta\sigma_c / \gamma_{MF}$$

où :

$\Delta\sigma_c$  : Résistance en fatigue conformément à  $2.10^6$  cycles.

$\Delta\sigma_p$  : Les variations de contrainte équivalentes selon le modèle de charge de fatigue.

Le facteur de dommage équivalent  $\lambda$  pour le modèle de charge de fatigue 3 est un facteur comprenant la plupart des paramètres qui déterminent le nombre de cycles et la durée de vie du tablier de pont, à savoir :

$$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 \leq \lambda_{max}$$

où :

$\lambda$ : Facteur de correction

En tout cas, le produit total de toutes les valeurs  $\lambda$  pour les ponts-routes ne peut pas dépasser les valeurs de  $\lambda_{max}$  indiquées à la Figure 9.6 de la norme NBN EN 1993-2.

Le nombre de camions attendus annuellement sur une bande de circulation lente doit être prescrit par le maître de l'ouvrage et est déterminé selon le Tableau 4.5 de la norme NBN EN 1991-2.

Valeurs  $\lambda$  pour les ponts-routes :

- le facteur  $\lambda_1$  permet de tenir compte de la longueur d'influence pour la variation de contrainte concernée, déterminée comme fonction de la portée L, voir la NBN EN 1993-2, § 9.5.2.  $\lambda_1$  est déterminé selon la Figure 9.5 de la norme NBN EN 1993-2 ;
- le deuxième facteur  $\lambda_2$  indique l'influence de la composition et la fréquence du trafic. Le facteur  $\lambda_2$  est déterminé selon la norme NBN EN 1993-2, § 9.5.2. Le type de trafic à considérer est prescrit par le maître de l'ouvrage conformément au Tableau 4.7 de la norme NBN EN 1991-2 ;
- la valeur  $\lambda_3$  prend en considération la durée de vie postulée. Une durée de vie de 100 ans est postulée, de sorte que  $\lambda_3 = 1,0$  ;
- le facteur  $\lambda_4$  tient compte de l'influence du nombre de bandes de circulation, c'est-à-dire de la présence de véhicules lourds sur plusieurs bandes, voir NBN EN 1993-2, § 9.5.2.

### 6.5.2. FATIGUE DES PONTS-RAILS

Le facteur de dommage équivalent  $\lambda$  est un facteur comprenant la plupart des paramètres qui déterminent le nombre de cycles et la durée de vie du tablier de pont, à savoir :

$$\lambda = \lambda_1 \lambda_2 \lambda_3 \lambda_4 \leq \lambda_{\max}$$

où :

$\lambda$ : Le facteur de dommage équivalent

En tout cas, le produit total de toutes les valeurs  $\lambda$  pour les ponts-rails ne peut pas dépasser  $\lambda_{\max} = 1,4$ .

Valeurs  $\lambda$  pour les ponts-rails :

- le facteur  $\lambda_1$  permet de tenir compte de la longueur d'influence pour la variation de contrainte concernée, déterminée comme fonction de la portée L, voir NBN EN 1993-2, § 9.5.3.  $\lambda_1$  est déterminé selon la norme EC-mix, voir Tableau 9.3 de la norme NBN EN 1993-2 ;
- le deuxième facteur  $\lambda_2$  indique l'influence du tonnage annuel remorqué, voir NBN EN 1993-2, § 9.5.3. Le tonnage annuel transporté pour la ligne doit être prescrit par le maître de l'ouvrage ;
- la valeur  $\lambda_3$  prend en considération la durée de vie postulée. Une durée de vie de 100 ans est postulée, de sorte que  $\lambda_3 = 1,0$  ;
- afin de tenir compte, pour les tabliers de ponts à double voie, de la probabilité réduite que deux rames identiques viennent exercer simultanément leur effet le plus défavorable sur un détail de construction bien déterminé dans l'ensemble du tablier, un facteur  $\lambda_4$  est introduit, voir NBN EN 1993-2, § 9.5.3.

## 7. CONSTRUCTIONS MIXTES ACIER-BETON

### 7.1. DOMAINE D'APPLICATION

Sauf disposition contraire, les prescriptions de la norme NBN EN 1994 sont d'application.

Les prescriptions du présent chapitre sont d'application pour les constructions où tant le béton que l'acier contribuent à la résistance de l'élément structurel. Les deux matériaux agissent ensemble si bien qu'il doit y avoir une forte adhérence entre les deux. L'acier utilisé est un acier de construction d'une des qualités mentionnées au chapitre 6. Il s'agit soit de poutrelles en acier laminé, soit de poutrelles composées de plats soudés ou boulonnés entre eux. Les prescriptions des chapitres 5 et 6 sont pleinement d'application à ces constructions.

### 7.2. CLASSIFICATION DES SECTIONS

La Figure 7.1 indique les deux classes principales de sections mixtes acier-béton. Dans les deux premiers cas, il n'y a qu'une seule membrure qui est totalement ou partiellement enrobée de béton. Dans les trois autres cas, deux membrures sont entièrement ou partiellement enrobées de béton. Le comportement des deux classes diffère très profondément. La classification des sections mixtes acier-béton est déterminée selon la NBN EN 1994-2, § 5.5.

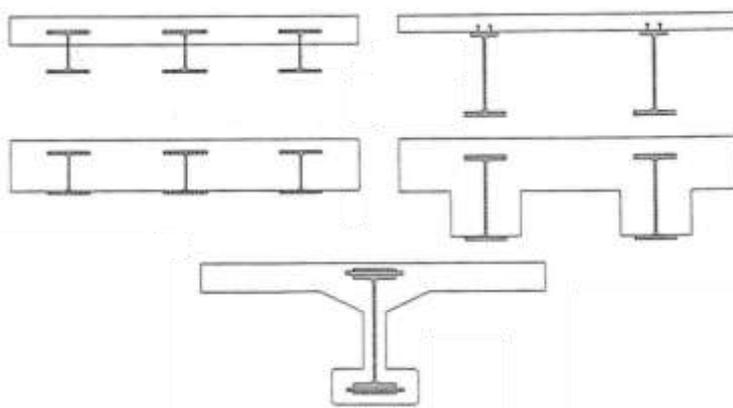


Figure 7.1 – Classification des constructions mixtes acier-béton

## 7.3. CONCEPTS-TYPES POUR LA CONSTRUCTION DE PONTS

### 7.3.1. TABLIERS A POUTRES ENROBÉES

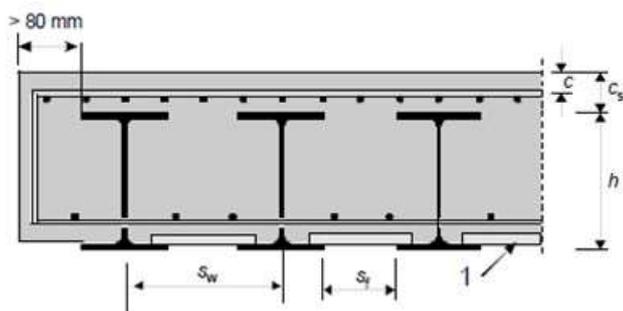


Figure 7.2 – Section-type d'un tablier à poutres enrobées

Dans le cas de profilés enrobés de béton, on se trouve dans les conditions requises pour pouvoir compter sur une contribution suffisante de l'adhérence naturelle entre le profilé en acier et le béton. Les profilés ne sont, en général, pas pourvus de connecteurs. Ceci n'est cependant permis qu'à condition qu'un certain nombre de règles technologiques (voir § 6.3 de la NBN EN 1994-2) soient respectées, et que la fissuration soit limitée. Les armatures transversales et les tiges filetées garantissent une bonne connexion transversale à hauteur de l'âme.

Les profilés en acier sont pourvus d'orifices forés, d'une part, pour permettre le passage des armatures transversales du tablier de pont et, d'autre part, pour y fixer les tiges filetées qui, par le biais de boulons, forment un treillis empêchant tout déplacement ou basculement des poutres lors du coulage du béton. La hauteur à laquelle ces orifices sont forés, ne peut pas être trop basse, de manière à éviter une tension trop élevée autour des orifices. En guise de critère, les tensions à l'état limite de service sont limitées à  $f_{yk}/3$ . L'état limite est divisé par un facteur 3 qui tient compte de la concentration de contrainte autour de l'orifice.

Les tiges filetées sont placées en alternance. La distance entre les tiges filetées équivaut à environ à 1/4 de la travée, avec un minimum de 3 m.

L'armature transversale minimale est de 3 barres d'armature par mètre de  $\phi$  16 mm, sur toute la surface de ce tablier de pont.

Une armature transversale est également nécessaire en partie supérieure. L'armature transversale minimale dans la partie supérieure doit atteindre au moins la moitié du pourcentage d'armature transversale présente dans la partie inférieure, avec un minimum de 5 barres  $\phi$  10 mm par mètre.

### 7.3.2. TABLIERS DE PONTS AVEC POUTRES PREFLECHIES ET PRECONTRAINTES

Les prescriptions ci-après concernent les poutres en acier enrobées de béton dont au moins la semelle inférieure des poutres en acier est enrobée de béton en usine (première phase du béton).

Pendant ce bétonnage, la partie inférieure de la poutre métallique est soumise à de la traction. Cette traction provient soit d'un chargement en flexion simple (poutre préfléchie) soit à de la flexion composée (poutre précontrainte). Après durcissement du béton d'enrobage (de classe minimale C35/45), la flexion est relâchée, et la précontrainte est transmise au béton.

Les forces de préflexion s'exercent sur une poutre qui repose simplement sur ses points d'appui théoriques. Ces forces sont dirigées vers le bas et s'appliquent à une distance de l'appui le plus proche, égale au quart de la portée. Les forces de préflexion ne contribuent pas à l'état limite ultime.

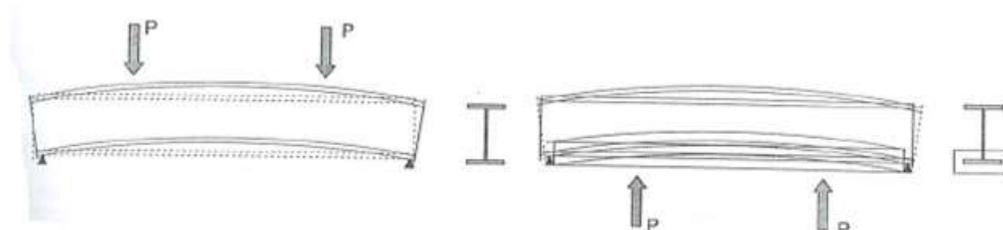


Figure 7.3 – Principe du tablier de pont préfléchi

Les parties restantes de la poutre en acier sont ensuite enrobées de béton, soit en usine, soit sur place.

S'il est prévu qu'une seconde partie du béton d'enrobage soit précontraint, le coulage de ce béton se fait en soutenant complètement la poutre, de telle sorte que le poids du béton précontraint de la deuxième phase ne constitue pas une charge pour la poutre. Après durcissement de ce béton, la poutre ainsi composée est soumise à la précontrainte au moyen d'une post-contrainte supplémentaire réalisée à l'aide de câbles.

### 7.3.2.1. NUANCE DE L'ACIER

L'acier des poutres métalliques est au moins de type S355J2, puisqu'une grande ductilité est requise.

### 7.3.2.2. ACIER DE PRECONTRAINT

Tous les câbles de précontrainte doivent être tendus des deux côtés. Les câbles suivent le tracé établi aussi rigoureusement que possible.

En cas de risque de gel (du 1er novembre au 15 mars), les mesures préventives suivantes devront être prises :

a) sans mortier d'injection :

- évacuer toutes les eaux de la gaine au moyen d'air sous pression. Les gaines sont ensuite remplies d'un liquide non corrosif avec un antigel. Le liquide ne peut geler à une température supérieure à  $-20\text{ °C}$  ;

- éviter la pénétration de l'eau dans les gaines ;
- ensuite, avant de procéder à l'injection, le liquide non corrosif est également évacué au moyen d'air sous pression.

b) avec mortier d'injection :

- soit la construction en béton est maintenue à une température d'au moins 5° C durant toute la période d'injection jusqu'à la fin de la prise du mortier ;
- soit par adjonction d'un antigel approprié au mortier d'injection.

Toutes les mesures sont soumises, à temps, à l'approbation du fonctionnaire dirigeant. L'adjudicataire reste toutefois responsable des conséquences de la gelée. Il faut faire particulièrement attention au danger de soudaines variations de température.

L'adjudicataire prend les mesures nécessaires pour protéger l'acier de précontrainte et les pièces métalliques accessoires contre l'humidité pour prévenir de la formation de rouille. Les câbles sont entreposés dans des espaces couverts.

La présence de produits corrosifs dans l'espace d'entreposage constitue un danger et exige donc une attention particulière. Enfin, le danger de corrosion galvanique (formation de couples galvaniques entre deux métaux) doit être pris en compte lors de l'entreposage. Ces mesures sont aussi d'application une fois les câbles placés.

### **7.3.2.3. FABRICATION DES POUTRES EN ACIER**

Le constructeur détermine la contre-flèche de construction nécessaire pour obtenir la contre-flèche finale mentionnée sur les plans.

L'exécution de la construction métallique des poutres préfléchies (précontraintes) comprend la composition des poutres en acier et toutes les opérations nécessaires à cet effet (la livraison et la mise en œuvre de goudons et des connecteurs rigides, la réalisation de tous les trous forés et de toutes les ouvertures, le façonnage des extrémités, ...).

Avant d'entamer la réalisation des poutres proprement dites, l'adjudicataire soumet un programme à approuver par le fonctionnaire dirigeant, dans lequel les délais, la méthode et l'équipement qu'il souhaite utiliser lors de la fabrication, sont détaillés.

### **7.3.2.4. PHASES D'EXECUTION**

La fabrication des tabliers de pont avec des poutres en acier préfléchies et précontraintes comporte les phases d'exécution suivantes :

- élastification de la poutre en acier

La procédure d'élastification consiste à éliminer les tensions résiduelles dans la poutre et à contrôler le comportement élastique en service de la poutre.

Durant le processus d'élastification, les poutres sont chargées de telle manière que, sur toute la portée, les contraintes dans l'acier soient au moins égales à celles à l'état limite de service.

L'élastification se fait par application d'efforts identiques à ceux de précontrainte (finale). L'élastification est poursuivie jusqu'à ce que la différence de flèche entre deux charges successives soit inférieure à 3 %.

Lors de l'application des forces de flexion, il y a lieu :

- d'éviter le basculement de la poutre en empêchant le déplacement latéral des poutres et en les plaçant entre minimum 3 fourches ;
- de contrôler le voilement des âmes sous l'influence des forces transversales et de prévoir, si nécessaire, des raidisseurs transversaux ;
- de garantir que les forces de flexion concentrées n'entraînent pas de déformations plastiques dans l'âme.
- préflexion de la poutre en acier avec deux forces de préflexion ;
- bétonnage de la semelle inférieure de la poutre en acier (béton de première phase). Dans ce béton se trouve l'armature de précontrainte qui sera ancrée par adhérence ;
- enlèvement des forces de préflexion et découpe de l'armature de précontrainte :

La poutre en acier est maintenue sous cette charge (la préflexion et l'éventuelle précontrainte induite par les torons qui sollicitent directement la poutre en acier) jusqu'à ce que le béton d'enrobage ait atteint une résistance  $f_c$  imposée.

Les forces de préflexion sont enlevées, ceci engendre alors une compression du béton sous l'influence de l'élasticité de la poutre.

En même temps, les torons de précontrainte sont coupés et deviennent actifs sur le béton d'enrobage de la semelle inférieure. Le constructeur contrôle la contre-flèche directement après l'enlèvement des forces de préflexion et la mise en précontrainte.

- bétonnage de la phase précontrainte par post-tension :

Si le projet le prévoit, la poutre est ensuite enrobée de béton en usine ou sur place, en y ajoutant les gaines d'armature de précontrainte par post-tension, les armatures passives, les armatures spéciales comme les frettages, les manchons et les têtes d'ancrage.

Dans cette phase, la poutre est soutenue intégralement sur sa longueur de telle sorte que le béton coulé durant cette phase n'exerce aucune charge sur la poutre.

- mise en tension des câbles de précontrainte par post-tension :

S'il existe une phase supplémentaire de béton précontraint par post-tension, les câbles sont amenés dans les gaines prévues à cet effet, et après durcissement complet du béton mis en œuvre (jusqu'à une résistance  $f_c$  indiquée sur les plans), les câbles de précontrainte sont mis sous tension et ancrés par injection. Ceci, soit en usine soit sur place.

Durant cette précontrainte, la poutre se soulève de son coffrage et ne repose que sur ses points d'appui.

- bétonnage de la dernière phase :

Après le transport vers le chantier et la pose in situ, la partie supérieure des poutres est enrobée d'une dalle de compression en béton, à la suite de quoi les poutres sont solidarisées pour constituer un tablier de pont.

Le béton de 2ème phase, situé juste au-dessus du béton de 1ère phase, se trouve généralement dans la zone tendue. Il y a lieu de placer des armatures passives complémentaires pour reprendre ces contraintes de traction dans le béton.

Dans les conditions d'utilisation, il n'y a pas seulement la fissuration, la décompression du béton de 1ère phase et les contraintes l'acier qui sont importantes. Les poutres préfléchies ont également pour but de garantir une grande rigidité à la flexion.

Le Tableau 7.1 clarifie la flexion pendant les différentes phases d'exécution.

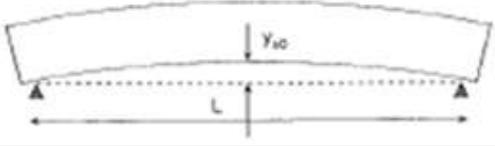
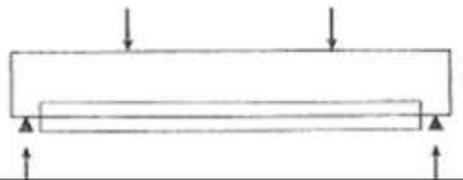
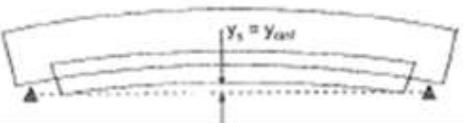
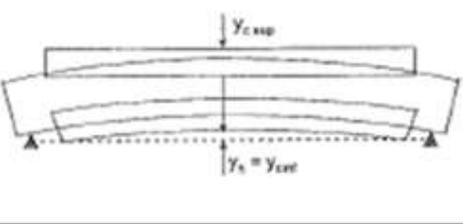
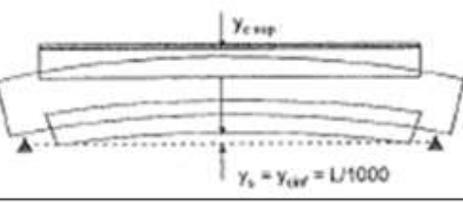
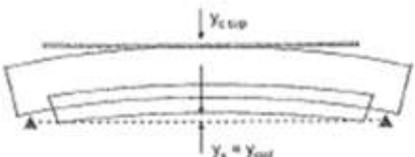
Étape	Forme	Remarque
Forme initiale de la poutre en acier avec contre-flèche initiale (obtenue par laminage ou déformation)		Courbure obtenue par le producteur de la poutre en acier (poids propre pris en compte)
Forme après application des efforts de préflexion et pendant le coulage du béton de première phase		De préférence pas de flèche lors coffrage de première phase $y_{b1} = 0$ (sauf indication contraire)
Forme lors de l'enlèvement des efforts de préflexion		Même déformation pour la poutre en acier et la dalle en béton
Forme de la poutre lors de la mise en œuvre du béton de deuxième phase (chargement dû au coffrage et au poids du béton)		Coffrage de la dalle avec une courbure identique à la poutre
Forme après décoffrage et prise du béton. Béton in-situ sous charges permanentes		Contre-flèche permanente prévue de $L/1000$
Forme de la poutre in-situ sous charges mobiles		Différence avec la contre-flèche précédente à limiter à une valeur acceptable

Tableau 7.1 – Phases d'exécution

L'exemple-type de tabliers de ponts-rails avec des poutres en acier préfléchies et précontraintes est celui des "ponts en auge" ou "ponts bacs" (voir Figure 7.4).

L'ensemble forme un tablier de pont entièrement préfabriqué, qui tient en compte du gabarit d'espace libre du train (largeur de la dalle du tablier de pont : environ 4 m).

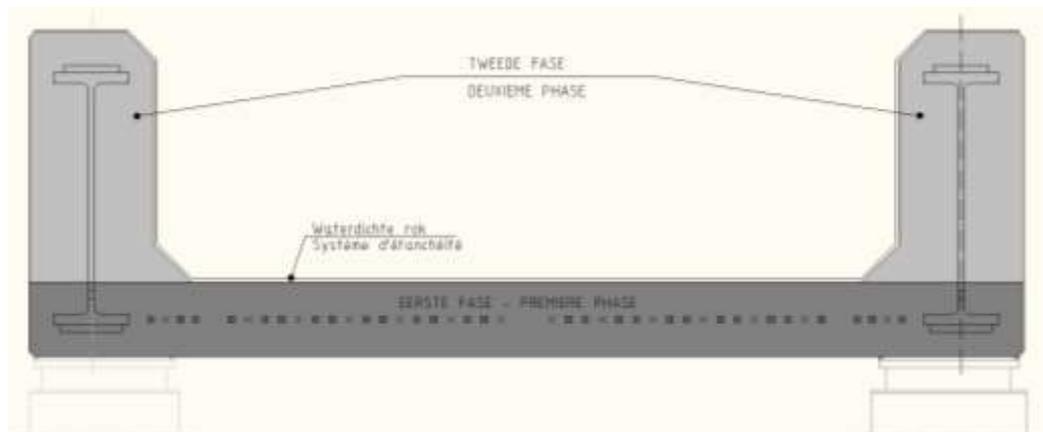


Figure 7.4 – "Ponts en auge" préflex ou pont-bac préflex

Lors de la conception, il faut veiller à ce que le béton de la dalle du tablier (béton de première phase) reste toujours comprimé en service, de telle sorte qu'il contribue à la résistance de la section et qu'il permette une durabilité maximale.

## 7.4. ELABORATION DU PROJET

### 7.4.1. ETAT LIMITE ULTIME

Les prescriptions des chapitres 5 et 6 s'appliquent aux constructions mixtes acier-béton.

### 7.4.2. ETAT LIMITE ULTIME DE SERVICE

#### 7.4.2.1. GENERALITES

Pour les états limites de service, il convient d'utiliser une méthode de calcul élastique, avec des corrections adéquates pour les effets non linéaires (comme la fissuration dans le béton) et moyennant l'utilisation de sections homogénéisées. Le coefficient d'équivalence à appliquer inclut les effets du retrait et du fluage.

À défaut de disposition précise, on fait l'hypothèse d'un coefficient d'équivalence fictif  $n_L = n_0 (1 + \rho\varphi)$ ,

où :

$n_0 = E_a/E_{cm}$  le rapport des modules pour des charges de courte durée ;

$\varphi$  le coefficient de fluage du béton ;

$\rho$  un coefficient de réduction qui dépend du rapport entre la section de l'acier de la semelle considérée (acier profilé, acier à béton et acier précontraint) et la section nette du béton de la même semelle (béton enrobé de la zone précontrainte, plaque de béton ou équivalent).

Dans des conditions d'utilisation, le produit  $\rho\phi$  peut être déduit de manière forfaitaire pour  $t = \infty$  et à ciel ouvert, à partir du tableau ci-après :

$A_s/A_c$	0,03	0,05	$\geq 0,10$
$\square\square$	1,25	1,00	0,65

Avec une interpolation linéaire pour les valeurs intermédiaires de  $A_s/A_c$ .

#### 7.4.2.2. PREFLEXION

Dans le cas de la préflexion, les tensions dans la poutre en acier doivent être limitées à  $0,75 f_{yk}$ .

Lors du déblocage des poutres en acier (et de leur éventuelle précontrainte), les contraintes de compression dans le béton ne peuvent pas être supérieures à  $0,8 f_{ck}$ , la résistance à la compression du béton en vigueur à ce moment-là, et ce afin de limiter les fissures.

### 7.5. LIAISON ENTRE L'ACIER ET LE BETON

Une condition essentielle pour que l'acier et le béton travaillent ensemble est d'assurer une parfaite liaison entre ces deux matériaux.

Une connexion et une armature transversale doivent être appliquées afin de transmettre le cisaillement longitudinal entre le béton et l'élément en acier de construction, en négligeant l'adhérence naturelle entre les deux (NBN EN 1994-2, § 6.6 Fondements du projet).

Dans tous les cas, le contrôle de la résistance de la liaison doit être réalisé à l'état limite ultime.

#### 7.5.1. CONNECTEURS

On distingue les connecteurs ductiles à ceux rigides. La ductilité d'un connecteur est sa capacité de déformation et donc de redistribution plastique du cisaillement longitudinal entre les connecteurs. Sous réserve que pour aucun d'eux, le glissement maximal ne soit dépassé, à la suite de quoi la force qui peut être transmise, est inférieure à la résistance du connecteur.

Le calcul des connecteurs se fait conformément à la norme NBN EN 1994-2 § 6.6, et le calcul de fatigue conformément à la norme NBN EN 1994-2 § 6.8.

- **Goujons à tête** selon la norme NBN EN 1994-1-1 § 6.6.3.

Les goujons à tête avec un diamètre de tige  $d$  de maximum 22 mm et une hauteur  $\geq 4 d$  sont presque toujours des connecteurs ductiles, pour autant qu'un degré de liaison minimum soit respecté.

- **Connecteurs rigides** selon la NBN ENV 1994-1-1 : 1992 § 6.3.4.  
Ces connecteurs sont de nature très rigide. Leur fonctionnement s'effectue par écrasement du béton contre la face arrière du connecteur. Les connecteurs rigides doivent être considérés comme cassants.

La contrainte de cisaillement limite d'un goujon rigide s'élève à  $R_d = \eta A_{f1} f_{ck} / \gamma_c$ .

où

$A_{f1}$  la surface avant, comme indiqué à la Figure 7.5 ;

$\eta$  facteur égal à  $\sqrt{A_{f2}/A_{f1}}$  avec un maximum de 2,5 pour le béton à base de gravier, et de 2,0 pour le béton léger ;

$A_{f2}$  surface projetée avec une pente 1:5 sur la partie arrière du goujon suivant (voir Figure). Seule la partie de  $A_{f2}$  qui est comprise dans la section de béton, peut être prise en compte.

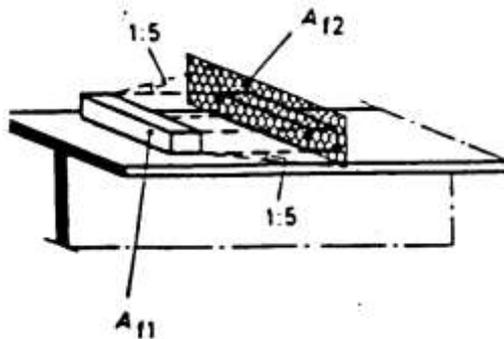


Figure 7.5 – Connecteur

Les soudures doivent être calculées pour résister à  $1,2 P_{Rd}$ .

### 7.5.2. LIAISON ENTIÈREMENT ET PARFAITEMENT RÉSISTANTE AU CISAILLEMENT

Une liaison est entièrement résistante au cisaillement si une augmentation du nombre d'organes de liaison n'entraîne pas d'augmentation de la valeur de calcul du moment résistant de l'élément (le moment résistant de l'élément acier-béton est atteint avant que la résistance de la liaison soit atteinte). Dans les autres cas, on parle d'une liaison partiellement résistante au cisaillement.

Le degré de liaison est défini par  $\eta = N/N_f$ , où  $N_f$  correspond au nombre de connecteurs nécessaires pour atteindre le moment résistant de l'élément mixte  $M_{Rd}$ , et  $N$  est le nombre de connecteurs qui ont été effectivement placés.

Les limites d'utilisation de liaison partiellement résistante au cisaillement sont reprises à la Figure 7.6 (assurer la ductilité des goujons et assurer un degré de liaison minimal).

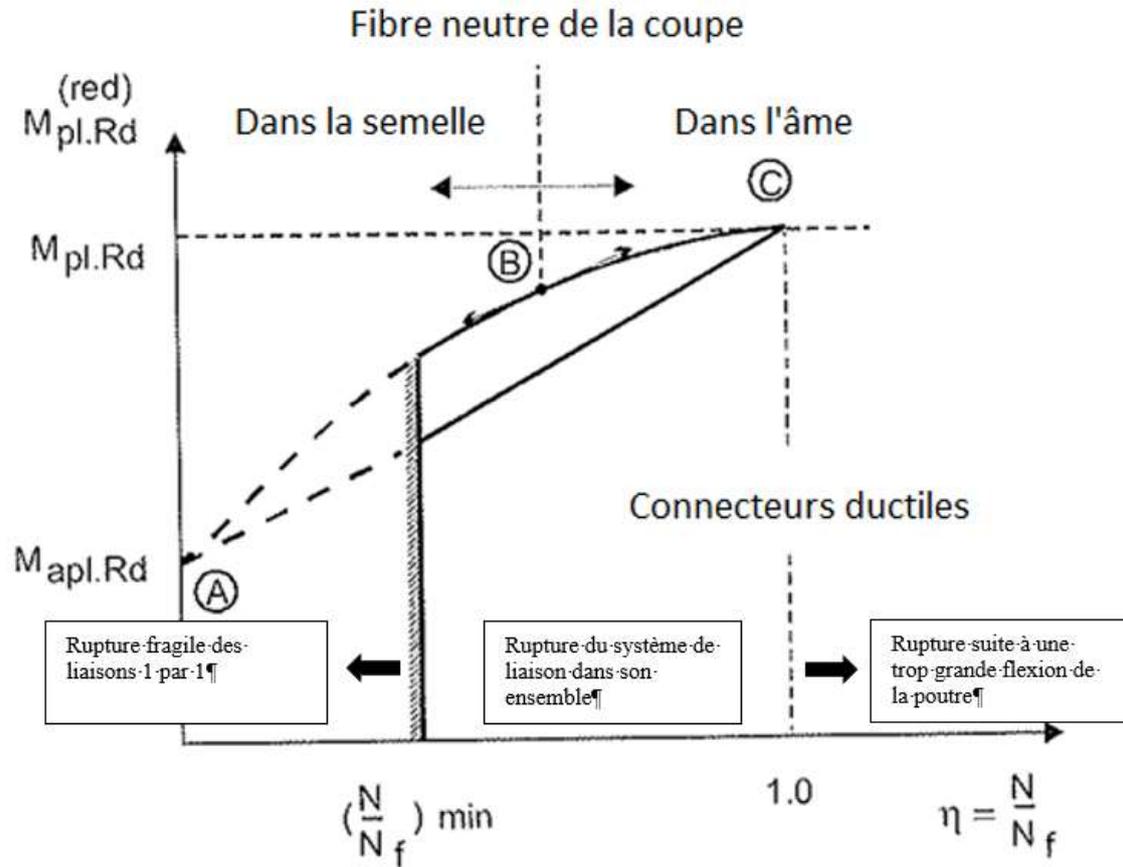


Figure 7.6 – Liaison partiellement résistante au cisaillement

## 8. CONSTRUCTIONS EN BOIS

Les dispositions de la norme NBN EN 1995 sont d'application.

Dans les cas standards, les nœuds constructifs sont déterminants pour les sections des éléments structurels. En règle de base, on peut supposer que la section d'un élément structurel peut être chargée à 80 % pour réaliser une liaison économique. Les broches sont un type de fixation couramment utilisé.

Les croisements dans le plan sont réalisés soit à l'aide de tés en acier, de blochets ou d'encoches.

La longueur maximale des éléments en bois est limitée à 8 m dans la plupart des cas. Si des éléments de plus grande longueur sont utilisés, ils doivent être divisés et assemblés par une tôle d'acier fixée au moyen de boulons avec broches et de boulons.

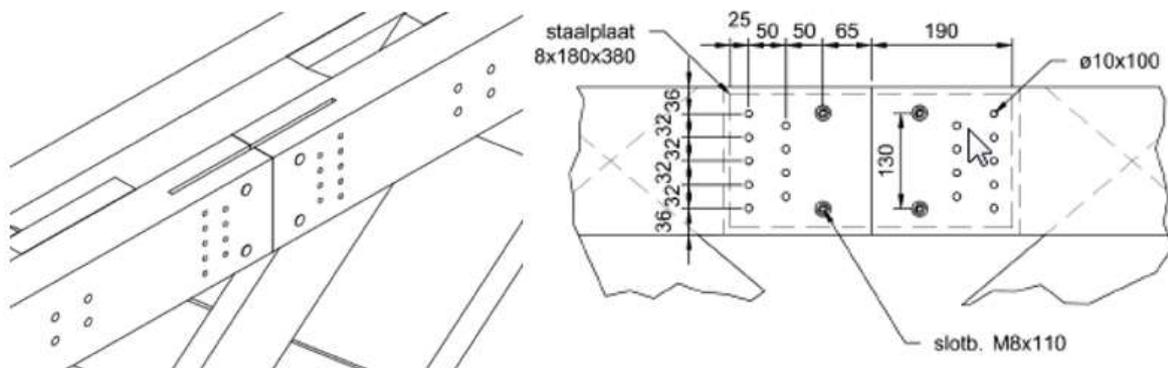


Figure 8.1. Exemple d'assemblage

## 9. ETAT LIMITE DE SERVICE

### 9.1. ETAT LIMITE DE SERVICE POUR LES OUVRAGES D'ART

#### 9.1.1. DEFINITIONS

Pour autant qu'il n'y soit pas dérogé, les prescriptions de la norme NBN EN 1990 "Bases de calcul des structures" et de son annexe A/2 "Applications aux ponts" sont d'application.

Les actions à prendre en considération sont stipulées au Chapitre 3.

Les déformations de pont engendrées par les actions doivent être limitées pour les raisons suivantes :

- la sécurité ;
- le confort des voyageurs.

Selon la NBN EN 1990 ANB §A2.4.1. et la NBN EN 1991-2 ANB §2.2, les valeurs de calcul non-fréquentes ne sont pas utilisées pour le calcul d'ouvrage d'art. Seules, les combinaisons fréquentes doivent être considérées.

#### 9.1.1.1. DEFORMEES VERTICALES

Dans le cas général où un pont comprend des poutres maîtresses, des entretoises et des longerons, il convient de distinguer plusieurs déformées verticales (voir Figure 9.1). On distingue :

$y_t$  : le profil en long théorique du revêtement routier ou des rails (correspond au tracé idéal) ;

$y_p$  : la déformée sous charges permanentes (la Figure 9.1 représente un cas où une contre-déformée a été appliquée). Les effets différés éventuels dus au retrait et au fluage du béton sont à considérer à l'âge de la mise en service et à terme. Pour les ponts-rails,  $y_p$  correspond à la position des rails sous l'action des charges permanentes ;

$y_s$  : la déformée des longerons sous charges variables. Pour les ponts-rails,  $y_p$  correspond à la position des rails sous l'action des charges mobiles et des gradients extrêmes de température ;

$y_1$  : la déformée des poutres maîtresses sous charges variables ;

$y_2$  : la déformée des entretoises sous charges variables.

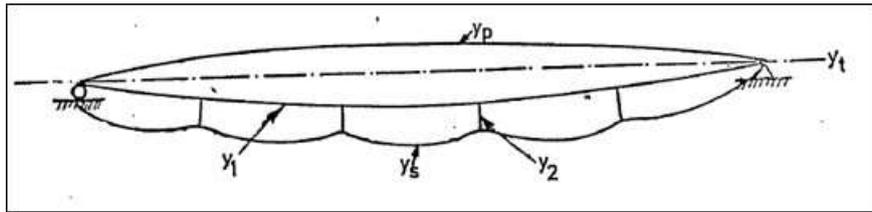


Figure 9.1 – Déformées, lorsque le tablier comprend des poutres maîtresses, des entretoises et des longerons

F : La flèche maximale est la distance verticale maximale entre les déformées  $y_s$  et toute droite qui joint deux points quelconques de ces déformées ;

F/L : La flèche maximale relative est le rapport entre la flèche maximale et la distance horizontale entre les points respectifs (voir Figure 9.2).

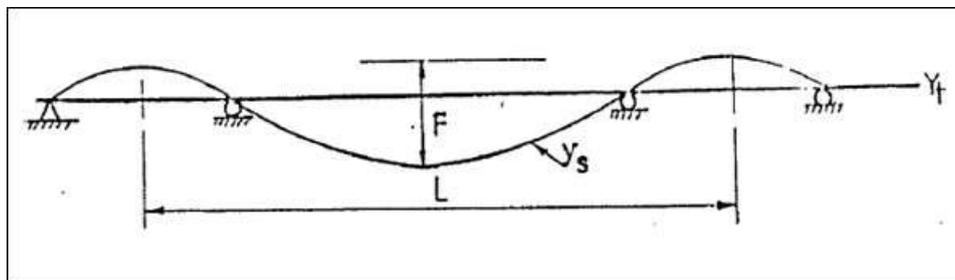


Figure 9.2 – La flèche maximale relative F/L

### 9.1.1.2. CONTRE-DEFORMEES

Les tabliers de pont dont le bord inférieur est théoriquement droit sont posés de façon à ce que leurs flèches en conditions de service ne donnent aucune impression de "fléchissement". C'est pourquoi l'ensemble de la superstructure est posé avec une contre flèche. La valeur imposée de cette contre-flèche doit exister après la finition complète du pont et la mise en œuvre de toutes les charges permanentes.

En principe, la superstructure des ponts-rails doit présenter une contre-flèche de  $L/1000$ , sauf pour les très grandes portées. Pour les très grandes portées (à partir de 100 m), la contre-flèche est limitée à  $L/2000$ . Pour ces très grandes portées, la valeur absolue de la contre-flèche ne peut pas être trop grande.

### 9.1.1.3. GAUCHE

Si l'on considère quatre roues des deux essieux d'un bogie de train, le gauche  $t$  est la distance d'une roue par rapport au plan déterminé par les points de contact sur les rails des trois autres roues (voir Figure 9.3).

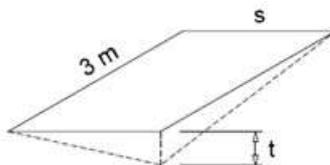


Figure 9.3 – Le gauche  $t$

Le gauche est également la différence des deux dévers mesurés (base mobile) à une distance de 3 m et pour un écartement entre rails de  $s = 1,435$  m.

Afin de limiter le gauche, le biais des ouvrages ballastés ou à fixation directe doit être supérieure à  $45^\circ$ , sauf cas exceptionnel avec l'accord du maître d'ouvrage.

Par biais, on entend l'angle entre l'axe de la voie et le bord du bac à ballast ou du tablier du pont à fixation directe.

#### **9.1.1.4. ROTATION ANGULAIRE**

Les rotations angulaires sont les angles formés aux extrémités des tabliers entre, d'une part, les tangentes aux déformées  $y_s$  et, d'autre part, le profil en long théorique  $y_t$ .

#### **9.1.2. DEFORMATIONS DES PONTS-ROUTES**

En combinaison de charges fréquente, la flèche maximale relative  $F/L$  est limitée à  $1/700$ . (On définit la flèche maximale relative comme étant la flèche  $w_3$  définie dans la norme NBN EN 1990 §A1.4.3).

#### **9.1.3. DEFORMATIONS DES PASSERELLES**

En combinaison de charges fréquente, la flèche maximale relative  $F/L$  est limitée à  $1/300$ . (On définit la flèche maximale relative comme étant la flèche  $w_3$  définie dans la norme NBN EN 1990 §A1.4.3).

Pour les passerelles, il faut prendre en compte le fait que le pas régulier des utilisateurs puisse rentrer en résonance avec la fréquence propre du pont.

Si la fréquence vibratoire fondamentale  $f_0$  de la passerelle est  $>$  à  $5$  Hz, aucun problème vibratoire n'est à craindre.

Si  $f_0$  est  $<$  à  $5$  Hz, un contrôle vibratoire sera réalisé selon la méthodologie des guides de conception Setra ou HiVoSS.

#### **9.1.4. DEFORMATIONS DES PONTS-RAILS**

Dans ce paragraphe, les exigences de déformation sont déterminées pour la conception des ponts-rails lorsque la vitesse  $V$  est  $\leq$  à  $220$  km/h et lorsque la fréquence propre est comprise dans les limites indiquées à la Figure 6.10 de la norme NBN EN 1991-2.

##### **9.1.4.1. LIMITATION DE LA FLECHE VERTICALE**

La flèche verticale est déterminée sous la valeur caractéristique du modèle de charge 71 (et SW/0 et SW/2 aux endroits requis), multipliée par le facteur dynamique  $\Phi$  et le facteur de classification  $\alpha$ . (voir 3.1.6.3).

Le Tableau 9.1 ci-après reprend les limites inférieures du rapport L/F. L'interpolation linéaire s'applique pour les travées entre 25 m et 30 m. (On définit le rapport L/F comme étant la flèche  $w_3$  définie dans la norme NBN EN 1990 §A1.4.3).

Vitesse V (km/h)	Portée / flèche (L/F)			
	Un ou deux tabliers successifs		Trois à cinq tabliers successifs	
	L ≤ 25 m	30 m ≤ L	L ≤ 25 m	30 m ≤ L
V ≤ 120	600	600	600	900
120 < V ≤ 200	600	800	1000	2200
V > 200	800	1000	1200	2200

Tableau 9.1 – Tableau donnant les limites inférieures du rapport L/F

La contre-flèche permet de réduire la flèche maximale F. La contre-flèche doit cependant être compatible avec les contre-rotations angulaires admises.

Si les rails sont fixés directement à la superstructure, sans lit de ballast, la contre-flèche minimale autorisée, en permanence sous l'effet des charges fixes et des températures, s'élève à 40 % des valeurs admissibles selon le Tableau 9.1.

En règle générale, la superstructure des ponts-rails doit être posée avec une contre-flèche de L/1000. La contre-flèche est calculée à l'état limite de service sous charges permanentes (propre poids, charge fixe, ballast et voie).

Le déplacement vertical de la face supérieure du tablier par rapport à la construction adjacente (culée ou autre tablier) à la suite de charges variables ne peut pas excéder les valeurs limites suivant le § 6.5.4.5.2 de la norme NBN EN 1991-2.

#### 9.1.4.2. LIMITATION DES ROTATIONS ANGULAIRES

La rotation angulaire à l'extrémité du tablier de pont est déterminée sous la valeur caractéristique du modèle de charge 71 (et SW/0 et SW/2 aux endroits requis), multipliée par le facteur dynamique  $\Phi$  et le facteur de classification et prend en compte les effets de la température.

##### a) Rotation angulaire admissible

Les rotations angulaires maximales admissibles aux extrémités du tablier, mesurées à l'axe de la voie, ne peuvent pas dépasser les valeurs suivantes :

- pour les tabliers de voie *ballastés* :
  - $\theta = 0,0065$  rad pour la transition entre le tablier et la pleine voie ;
  - $\theta_1 + \theta_2 = 0,0100$  rad pour deux tabliers successifs.

- pour les tabliers de voie *non ballastés* :
  - $\theta = 0,0050$  rad pour la transition entre le tablier et la pleine voie ;
  - $\theta_1 + \theta_2 = 0,0050$  rad pour deux tabliers successifs.

#### b) Contre-rotation angulaire initiale

Les contre-rotations angulaires doivent être compatibles avec les contre-flèches admissibles.

Si les rails sont fixés directement à la superstructure, sans lit de ballast, la contre-rotation angulaire maximale  $\theta_p$ , en permanence sous l'effet des charges fixes et des températures, s'élève à 40 % de la rotation angulaire admissible  $\theta$  (voir figure 9.2).

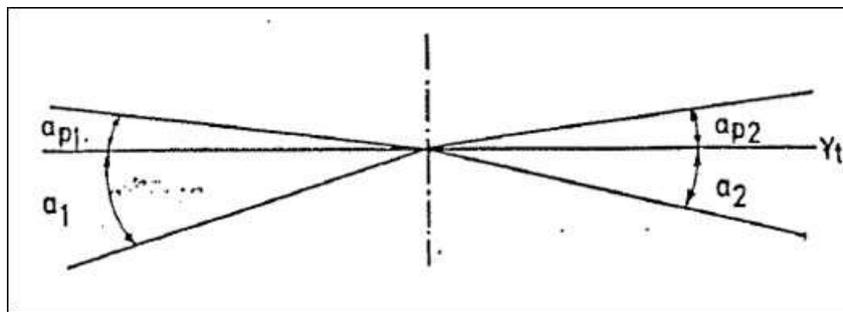


Figure 9.2 – Rotations angulaires et contre-rotations

#### 9.1.4.3. LIMITATION DU GAUCHE DÛ A LA DEFORMATION DU PONT

Le gauche du tablier de pont est déterminé sous la valeur caractéristique du modèle de charge 7 (et SW/0 et SW/2 aux endroits requis), multipliée par le facteur dynamique  $\Phi$  et le facteur de classification  $\alpha$ .

Pour des voies *en alignement*, le gauche admis pour une distance entre essieux de 3 m ne peut pas dépasser les valeurs figurant au Tableau A2.7 de la norme NBN EN 1990/A1 :

- 4,5 mm pour  $V$  (km/h) < 120 ;
- 3 mm pour  $120 \leq V$  (km/h) < 200 ;
- 1,5 mm pour  $V$  (km/h)  $\geq 200$ .

Si des appareils de voie (aiguillages) ou des raccords paraboliques se situent à proximité des tabliers, une valeur maximale admissible pour le gauche doit être fixée dans chaque cas.

Pour deux tabliers biais successifs, il convient de rechercher la position la plus défavorable du bogie situé éventuellement "à cheval" sur les deux tabliers. La torsion totale  $t_T$  doit être limitée à 7,5 mm/3 m.

#### **9.1.4.4. LIMITATION DE LA DEFORMATION HORIZONTALE**

Le déplacement horizontal doit être contrôlé pour la combinaison comprenant le modèle de charge 71 (et si requis SW/0), multiplié par le facteur dynamique  $\phi$  et le facteur de classification  $\alpha$ , et les effets de la température.

La déformation horizontale du tablier ne peut pas induire :

- de variation angulaire horizontale supérieure aux valeurs indiquées dans le Tableau A2.8 de la norme NBN EN 1990/A1 ;
- de rayon de courbure horizontale inférieur aux valeurs indiquées dans le Tableau A2.8 de la norme NBN EN 1990/A1.

Les valeurs limites du déplacement dans le sens longitudinal de la construction induit par le freinage et l'accélération et par la déformation du tablier sous des charges de trafic verticales sont reprises au § 6.5.4.5.2 de la norme NBN EN 1991-2.

#### **9.1.5. PONTS MOBILES**

Les problèmes spécifiques des ponts mobiles sont à examiner au cas par cas en fonction des exigences particulières qui peuvent être imposées.

## **9.2. ETAT LIMITE DE SERVICE POUR LES BATIMENTS**

Dans l'état limite de service, les flèches ne peuvent dépasser 1/300 de la portée ou 1/200 si l'élément est en porte-à-faux. Les flèches de poutres qui supportent des éléments ou revêtements susceptibles d'être détériorés à cause des déformations ne peuvent être supérieures à 1/500 de la portée.

## 10. APPAREILS D'APPUI DE PONTS

### 10.1. GENERALITES – CONCEPTION IMPOSEE

Les appuis sont conformes à la norme NBN EN 1337.

Sauf dispositions contraires dans le cahier spécial des charges, tous les appareils d'appui de pont sont des appuis en élastomère, constitués de couches d'élastomère vulcanisé à des frettes métalliques de type B pour les passages supérieures et de type C pour les passages inférieurs (ponts ferroviaires) suivant le Tableau 2 de la norme NBN EN 1377-3.

Des appareils d'appuis sphériques sont autorisés selon la norme NBN EN 1377-7.

Des appareils d'appui à pot ne sont pas autorisés.

Les appuis peuvent être munis de plaques de glissement en polytétrafluoréthylène (PTFE). Ces plaques permettent un déplacement dans une ou deux directions sans pour autant engendrer des forces de résistance significatives sur la superstructure dues à un déplacement empêché. Le système de glissement doit être soigneusement protégé contre toute pénétration de sable, de poussière et de rouille.

Lorsque le cahier des charges l'autorise et si le projet l'impose, d'autres types d'appuis sont autorisés, à la condition qu'ils soient constitués d'acier de construction normal défini au chapitre 6. L'emploi d'acier noble est interdit.

### 10.2. DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES RELATIVES AUX APPUIS

Les appuis sont toujours posés horizontalement.

Tous les appuis doivent être accessibles de tous côtés.

Le bord des appuis se trouve toujours à 0,10 m au moins du bord du béton porteur.

Lors du dimensionnement de l'ouvrage d'art, il faut veiller à ce que les appuis puissent être remplacés. Les mesures suivantes sont prises pour faciliter le vérinage de la superstructure :

- la superstructure et l'infrastructure sont conçues de telle sorte que l'ouvrage d'art puisse être vériné soit sans travaux de renforcement, soit en faisant temporairement usage d'une poutre de répartition ou de plats de répartition ;
- les appuis sont posés sur un socle pour être facilement accessibles ;
- l'infrastructure et la superstructure sont vérifiées dans la note de calcul avant la phase de "vérinage".

### 10.3. METHODES DE CALCUL (APPUI EN ELASTOMERE)

Les prescriptions relatives aux méthodes de calcul sont issues d'un supplément à la norme NBN EN 1337-3 et remplacent les prescriptions correspondantes.

Pour les notations et les symboles, voir NBN EN 1337-3, § 3.2.

#### 10.3.1. NOTATIONS ET SYMBOLES COMPLEMENTAIRES UTILISES DANS CET ARTICLE

Forces :

$F_z$  Effort normal appliqué à l'appareil d'appui à l'état limite de service

Contraintes :

$\sigma_m$  Contrainte moyenne de compression  $\sigma_m = \frac{F_z}{ab}$  à l'état limite de service

$\tau$  Contrainte de cisaillement  $\tau = G \frac{u}{T}$  à l'état limite de service

Déformations :

$u$  Déplacement horizontal ;

$\alpha$  Rotation sous charges fixes et mobiles ;

$\alpha_0$  Défaut de pose ;

$\alpha_T$  Angle de rotation de l'appareil d'appui, où  $\alpha_T = \alpha + \alpha_0$  ;

$\alpha_t$  Angle de rotation d'un feuillet élémentaire, où  $\alpha_t = \alpha_T/n$  ;

$G = Gg$  – le module de glissement conventionnel défini par le § 4.3 de la norme NBN EN 1337-3.

#### 10.3.2. CHARGES

Les calculs sont faits à l'état limite ultime. Un contrôle est réalisé à l'état limite de service sous combinaison de charges caractéristique.

Les actions à prendre en considération sont stipulées au chapitre 3. Dans le cas de ponts-rails, les surcharges variables sont prises en compte avec leur coefficient de majoration dynamique  $\Phi$  et leur facteur de classification  $\alpha$ .

La valeur de conception du module de glissement  $G$  de l'élastomère sous un effort statique s'élève à 0,9 N/mm<sup>2</sup>. La qualité minimale des frettes et des plaques supérieures et inférieures de l'appui est S235 JR.

### 10.3.3. METHODE DE CALCUL DES APPUIS EN ELASTOMERE FRETTEES

Les prescriptions de la norme NBN EN 1337-3, § 5, sont appliquées pour le *projet à l'état limite ultime*. Ces prescriptions sont conformes au § 5.3.3 :

- a) Limitation de la valeur de calcul des déformations  
Le coefficient de charge  $K_L$  est égal à 1,0.
- b) Limitation des tensions maximales dans les frettes.  
Le coefficient pour les contraintes de traction introduites dans la frette  $K_h$  vaut 1.
- c) Conditions de stabilité, subdivisées en :
  - condition de rotation angulaire.  
Le coefficient de rotation  $K_{r,d}$  est égal à 3 ;
  - condition de non-flambement ;
  - condition de non-glissement, pour la plupart des combinaisons de charge défavorables. Si une des conditions n'est pas remplie, le déplacement de l'appui doit être empêché.

*A l'état limite de service*, la contrainte  $\sigma_{m,min} \geq 2 \text{ N/mm}^2$  pour le cas de charge le plus défavorable.

- d) Forces, moments et déformations exercées sur l'infrastructure

Pour le calcul du déplacement "u" sous un effort de courte durée "H", on considère que le module de cisaillement (dynamique) de l'élastomère vaut deux fois la valeur du module de cisaillement G correspondant à un effort statique:  $\frac{u}{T} = \frac{H}{(2G)ab}$ .

Dans le calcul de la rotation angulaire de l'appui, on tient compte d'un défaut de pose  $\alpha_0$  (rotation autour de l'axe de l'appui).

Dans les cas courants, les valeurs suivantes de  $\alpha_0$  doivent être adoptées :

- $\alpha_0 = 0,003 \text{ rad}$  :  
pour les ponts métalliques et les ponts en béton coulés sur place ;  
pour les ponts en béton à poutres préfabriquées qui sont placés et réglés à l'aide d'appuis temporaires tels que des boîtes à sable, un système à vérins, ... et sous lesquels a été coulé du mortier résistant au retrait ;
- $\alpha_0 = 0,010 \text{ rad}$  :  
pour les ponts en béton à poutres préfabriquées.

#### 10.3.4. METHODE DE CALCUL POUR LES APPUIS EN ELASTOMERE NON FRETTEES

Les prescriptions de la norme EN 1337-3, §§ 5.4 et 5.5, sont appliquées à l'*état limite ultime*.

Le *contrôle à l'état limite de service* consiste en une limitation de la contrainte moyenne et de la condition de stabilité :

- limitation de la contrainte moyenne :

$$\sigma_m = \frac{F_z}{ab} \leq 5 \frac{N}{mm^2}$$

- condition d'instabilité :  $T_b \leq a/5$ .

#### 10.4. APPAREILS D'APPUI SPHERIQUES

Les appareils d'appui sphériques seront conformes à la norme NBN EN 1337-7.

## 11. MOYENS D'EXECUTION

### 11.1. REMARQUE GENERALE

Les frais des moyens d'exécution et des études y afférentes, non inclus dans des postes particuliers du métré sont supposés être compris dans les prix remis par l'adjudicataire.

L'attention est attirée sur le fait qu'Infrabel n'impose généralement pas de mode d'exécution déterminé ni de moyens d'exécution, sauf disposition contraire dans le cahier spécial des charges. Une étude préalable approfondie du mode d'exécution est recommandée avant la soumission. Lors de cette étude préalable, il est évident que les conditions énoncées dans le cahier spécial des charges, plan de sécurité et santé inclus, doivent être respectées. L'adjudicataire se doit également de tenir compte de l'impact des moyens d'exécution choisis sur l'environnement.

### 11.2. DOCUMENTS A FOURNIR PAR L'AUTEUR DU PROJET ET L'ADJUDICATAIRE

Le cahier des charges définit les plans ayant trait aux moyens d'exécution que l'adjudicataire et l'auteur de projet, chacun en ce qui le concerne, doivent obligatoirement soumettre à l'approbation préalable du fonctionnaire dirigeant. La conception des plans et les notes de calcul satisfont aux principes du chapitre 2.

Les plans et les notes de calcul concernant les éléments étudiés par les sous-traitants ne peuvent être présentés à Infrabel qu'après avoir été vérifiés et contresignés par l'ingénieur civil qui est chargé de la vérification de tous les plans et de toutes les notes de calcul et de la coordination de toutes les études en rapport avec la stabilité de la construction.

La liste non exhaustive énoncée ci-après donne un aperçu des documents à fournir. Le cahier spécial des charges indique éventuellement une sélection de ces points :

- plans indiquant l'exécution des tabliers provisoires, et si c'est prévu, la réalisation d'une liaison continue entre les poutres adjacentes, de même que l'exécution en détail et la préparation de ces liaisons ; la détermination de la conception et des mesures exactes des blocs de fondation et des points d'appui des piles intermédiaires provisoires, y compris les notes de calcul ;
- plans et notes de calcul concernant d'éventuelles piles intermédiaires provisoires, leur fixation sur les fondations provisoires, ainsi que la conception de ces fondations et les plans de détail y afférents ;
- plans et notes de calcul concernant la démolition par phases des ponts existants, tant la superstructure que l'infrastructure, y compris tous les soutènements, tous les étançonnements temporaires ;

- plans et notes de calcul concernant le chargement, le transport et la pose de poutres en béton préfabriquées ou mixtes en acier-béton, y compris une description détaillée de tous les moyens à mettre en œuvre pour la pose et le contrôle éventuel des états de charges de ces poutres lors de la pose ;
- plans d'usine et notes de calcul annexes de la construction de poutres principales métalliques, y compris la détermination de la contre-flèche de construction, la répartition des plaques, la découpe des plaques et des éléments, le prétraitement, le programme de soudure, les essais préalables, la détermination des paramètres de soudure, les traitements, les parties à meuler, les paramètres pour serrer les boulons, les forages, les dispositifs de levage, etc. (voir Fascicule 34.4) ;
- plans et notes de calcul concernant le chargement, le transport et la pose de toutes les parties métalliques, y compris l'examen des situations intermédiaires provisoires ;
- plans de détail concernant les appareils d'appui ;
- plans d'usine des constructions métalliques plus petites telles que mains courantes, garde corps, grilles, ... ;
- plans de phasage qui présentent les étapes de la construction et dont il est tenu compte dans le projet ;
- plans et notes de calcul concernant les passerelles et chemins à câbles provisoires, y compris une description détaillée de tous les moyens à mettre en œuvre pour la pose et la dépose ;
- plans d'exécution et notes de calcul correspondantes concernant les fouilles blindées et les parois moulées ;
- plans et notes de calcul des blindages provisoires ;
- plans de montage et notes de calcul des constructions en acier, ainsi qu'une justification complète de toutes les procédures pour obtenir un montage sans contrainte (voir Fascicule 34.4) ;
- plans et toutes les notes de calcul justificatives de l'exécution des constructions en béton, avec une attention particulière donnée aux conséquences du retrait différentiel, aux tassements différentiels, aux états de contrainte et de résistance pendant les phases d'exécution, aux tassements de la construction, à la stabilité des constructions voisines, ainsi qu'au phénomène de renard, au refoulement des massifs de terre adjacents, ....

### 11.2.1. PLANNING

Voir Fascicule 61v4 : Chapitre 36.2.

### **11.3. DEMOLITION D'OUVRAGES D'ART ET DE BATIMENTS AU-DESSUS DES VOIES**

L'entrepreneur doit présenter une méthode de démolition qui prend en compte la protection des voies, de la caténaire, etc avec une analyse de risque qui décrit tous les dégâts possibles dans les environs du chantier.

L'utilisation d'explosifs est interdite sur le domaine d'Infrabel.

Lorsqu'un délai partiel est prévu au cahier des charges pour la démolition d'un ouvrage d'art ou d'un bâtiment, le démontage et l'évacuation de l'échafaudage et du plancher en dehors du domaine d'Infrabel sont compris dans ce délai partiel.

### **11.4. TRAVAUX NECESSITANT UN EMPIETEMENT OU PRESENTANT UN RISQUE D'EMPIETEMENT TEMPORAIRE SUR LA ZONE DANGEREUSE**

Voir Fascicule 63 et les descriptions dans le cahier de charge.

### **11.5. TRAVAUX A PROXIMITE D'INSTALLATIONS DESTINEES A LA TRACTION ELECTRIQUE**

Voir Fascicule 63 et les descriptions dans le cahier de charge.

### **11.6. PLAN DE SECURITE ET DE SANTE (PSSA)**

Voir Fascicule 63 et les descriptions dans le cahier de charge.

### **11.7. PROTECTION DE L'ENVIRONNEMENT**

Voir Fascicule 61v4 : Chapitre 79.5.

### **11.8. POUTRES PREFABRIQUEES EN BETON PRECONTRAIT OU MIXTES ACIER-BETON**

L'adjudicataire est autorisé à modifier légèrement les dispositions proposées pour la réalisation de la précontrainte dans les poutres à condition que la valeur de la force de précontrainte et le point d'application restent inchangés dans toutes les sections.

Si l'adjudicataire propose un système de précontrainte légèrement modifié, il doit mettre à la disposition du fonctionnaire dirigeant les plans de poutres en béton précontraint et ceux des blocs d'about comme suit :

- en trois exemplaires au plus tard 20 jours de calendrier après la notification de l'approbation de sa soumission ;
- en trois exemplaires papier et un exemplaire sur fichier informatique compatible avec les logiciels d'Infrabel, après approbation de ces plans.

L'adjudicataire rédige les plans de fabrication des poutres en béton précontraint avec entre autres :

- le tracé des éléments de la précontrainte (torons) ;
- les armatures dans les blocs d'about ;
- les détails des ancrages d'extrémité, des évidements, des armatures spéciales.

S'il propose un système de précontrainte modifié, l'adjudicataire présente une note de calcul avec :

- la vérification aux états limites de service des contraintes qui apparaissent lors de la précontrainte dans la section médiane et dans au moins 2 sections intermédiaires (une section à côté du bloc d'extrémité et section à 1/3 de la portée) ;
- la vérification aux états limites ultimes.

Infrabel peut exiger la vérification de sections supplémentaires s'il subsiste des doutes quant au dépassement des contraintes ou à la sécurité à l'état limite ultime.

### 11.9. POSE ET DEPOSE DE POUTRES

Au moins trente jours calendrier à l'avance, l'adjudicataire fait parvenir, pour accord du fonctionnaire dirigeant, un descriptif détaillé avec plans et notes de calcul pour appuyer la méthode qu'il veut appliquer pour la pose ou la dépose de poutres. Parmi les plans, doit impérativement apparaître une vue en plan et une vue en élévation de la situation des grues utilisées avec empattement et distances exactes par rapport aux voies et aux caténaires.

Cette description précise les caractéristiques des moyens de levage utilisés. Avant d'entamer la pose des poutres, l'adjudicataire remet au fonctionnaire dirigeant une copie de l'attestation de contrôle des moyens de levage par un organisme agréé.

Les poutres en béton précontraint ou mixtes acier-béton doivent, à chaque instant, pouvoir être considérées comme posées sur deux points d'application dont les axes se trouvent à moins de 75 cm des extrémités.

Les constructions métalliques doivent être assemblées de telle manière que le montage n'induisse aucun état de contrainte supplémentaire à celui dû au poids propre de la construction posée sur ses appuis définitifs (voir fascicule 30.2.4).

Le fonctionnaire dirigeant se réserve le droit d'apporter les modifications qu'il juge nécessaires sans que l'adjudicataire puisse prétendre à un dédommagement ou à la prolongation d'un quelconque délai. La responsabilité de l'adjudicataire reste entière, même après approbation d'Infrabel ou après les éventuelles modifications demandées.

## **11.10. MATERIAUX LIVRES PAR INFRABEL**

Voir Fascicule 61v4 : Chapitre 79.11.

## **11.11. PROTECTION ET ENTRETIEN DES PONTS ET BATIMENTS**

Voir Fascicule 34.9.

## **11.12. RABATTEMENT ET EVACUATION DES EAUX**

### **11.12.1. EVACUATION DES EAUX**

L'évacuation des eaux, des rivières, des fossés, des terrains et des égouts doit être garantie durant l'exécution des travaux. À cet effet, l'adjudicataire prend à ses frais les dispositions nécessaires, et ce durant toutes les phases des travaux, et respecte les directives éventuelles du fonctionnaire dirigeant. Ce dernier se réserve le droit de faire diminuer le débit des pompes si des éboulements de terres sont constatés.

### **11.12.2. RABATTEMENT DE LA NAPPE PHREATIQUE**

#### **11.12.2.1. GENERALITES**

On fait référence à la "guidance pour l'exécution d'un rabattement de la nappe aquifère" ("Richtlijnen Bemalingen") de septembre 2009, publiée par le TIS-SFT ([tis-sft.wtcb.be](http://tis-sft.wtcb.be)).

Le niveau d'eau au droit de toute fouille doit être inférieur d'au moins 50 cm par rapport au niveau bas de la fouille.

L'adjudicataire prend toutes les précautions requises pour éviter d'endommager les propriétés voisines, en particulier lors de l'exécution des rabattements de nappes phréatiques.

L'adjudicataire effectue lui-même les travaux nécessaires au rabattement de la nappe phréatique, ou les confie à un sous-traitant qui possède des références suffisantes dans ce domaine. Il tient compte du niveau des fouilles et déblais, comme indiqué sur les plans correspondants.

Dans le cas où des points d'eau, puits, points de captage d'eau potable, etc. viendraient à être taris à la suite de ce rabattement de la nappe phréatique, l'adjudicataire est tenu de veiller, à la charge de l'entreprise, à ce que les riverains touchés soient approvisionnés en eau.

L'adjudicataire est tenu de s'assurer au préalable que l'évacuation de l'eau en provenance de l'installation de rabattement de la nappe phréatique et la méthode de raccordement n'entraînent aucune nuisance pour le chantier ou pour des tiers.

En cas de déversement à l'égout, un collecteur de sable doit être installé entre la sortie de la conduite de pompage et le lieu de déversement.

L'adjudicataire sera toujours responsable de tout engorgement des égouts qu'il occasionnerait lors de l'exécution des travaux. Les constats contradictoires requis seront dressés.

Le fonctionnaire dirigeant a le droit d'exiger toute modification du mode d'exécution ou toute mesure de précaution supplémentaire jugée utile pour y satisfaire ou pour tenir compte de circonstances locales exceptionnelles.

Il n'en résulte aucun droit à une indemnité complémentaire pour l'adjudicataire. Celui-ci est censé, avant sa soumission, avoir pris pleinement connaissance sur place de la situation existante.

Toutes les indemnisations de tiers, causées par les travaux, en ce compris les indemnités dues en application de l'article 544 du Code Civil, sont intégralement à la charge de l'adjudicataire, à l'entière décharge du maître de l'ouvrage et du maître d'œuvre.

#### **11.12.2.2.CRITERES DE TASSEMENT**

L'adjudicataire établit une note de calcul des tassements attendus en fonction du système de pompage choisi. Cette note doit avoir été approuvée par le fonctionnaire dirigeant avant le démarrage du pompage proprement dit

Indépendamment du fait qu'aucun dommage ne puisse être engendré par les travaux, les tassements absolus totaux, induits par le rabattement de la nappe phréatique, ne peuvent en aucun point excéder 15 mm à l'issue des travaux.

De plus, le tassement différentiel de 2 points de bâtiments, d'autres travaux de construction, d'impétrants ou de tabliers routiers, séparés de 5 à 10 m l'un de l'autre, doit être limité de telle sorte que l'angle d'inclinaison de la courbe de tassement soit inférieur à 1/700.

Les données numériques mentionnées ci-avant ne peuvent pas être considérées comme des tassements autorisés. Le fait qu'aucun dommage ne puisse être causé, est déterminant.

#### **11.13. CLOTURE DU CHANTIER**

Voir Fascicule 61 v4 : Chapitre 79.8.

## 11.14. CONDITIONS PARTICULIERES POUR CERTAINES RECEPTIONS

### 11.14.1. RECEPTION TECHNIQUE PREALABLE CHEZ LES FOURNISSEURS OU EN ATELIER

La liste non-limitative des produits énoncés dans le Fascicule 61, 42.1.3 Réception technique préalable chez les fournisseurs ou en atelier, est modifiée<sup>11</sup> comme suit :

Constructions en acier/aluminium/inox : - matériaux de base - fabrication - travaux de soudures - matériaux de fixation - montage préalable en atelier - galvanisation ou métallisation - peinture	Suivi/réception de l'exécution en atelier et sur chantier
Assemblages mécaniques pour béton armé (coupleurs)	Réception en atelier et essais
Produits préfabriqués en béton armé ou en béton précontraint	Suivi/réception de l'exécution en atelier et sur chantier
Produits préfabriqués en béton non armé	Réception et essais selon les prescriptions techniques
Éléments structurels en matériaux composites	Réception en atelier et essais
Appuis pour ouvrages d'art	Réception en atelier et essais
Joints de dilatation	Réception en atelier et essais
Ecrans antibruit (tout type)	Réception en atelier
Pierres naturelles	Réception en carrière ou chez le fournisseur
Chape d'étanchéité	Réception en atelier selon les prescriptions techniques

Les produits ou éléments préfabriqués porteurs du label de conformité BENOR ou ATG et accompagnés d'un certificat de conformité adéquat sont dispensés de la réception technique préalable. Infrabel se réserve néanmoins le droit d'effectuer des contrôles en atelier et à la livraison. Les coûts de ces contrôles sont à la charge de l'adjudicataire lorsque le résultat n'est pas satisfaisant, sauf clause contraire dans le cahier spécial des charges.

Les produits soumis à réception technique préalable non accompagnés du procès-verbal de réception sont refusés sur chantier.

<sup>11</sup>. Tant que le Fascicule 61 n'a pas été mis à jour.

## 12. ESSAIS DE PONT

### 12.1. DOMAINE D'APPLICATION

Le présent chapitre décrit les essais de chargement qui peuvent être exécutés avant la mise en service du pont ou de l'ouvrage, dans le cadre des contrôles préalables à la réception provisoire des travaux, ou au cours de la vie de l'ouvrage si les conditions d'exploitation sont profondément modifiées.

### 12.2. BUT DES ESSAIS

Les essais de chargement permettent :

- un jugement global de la qualité des matériaux et du soin apporté lors de l'exécution ;
- l'examen du comportement général de la construction et plus particulièrement de certains de ses éléments ;
- l'examen de comportements particuliers, comme le comportement vibratoire.

L'épreuve de chargement ne correspond toutefois jamais, même approximativement, à l'hypothèse de charge de calcul. Cela signifie que l'étude inclut un calcul de vérification, et ce aux différents endroits.

### 12.3. PRESCRIPTIONS GENERALES

En règle générale, les essais ont pour but de vérifier le comportement des principaux éléments de la construction. C'est pourquoi l'on tente de créer des effets de sollicitation aussi défavorables que possibles dans ces éléments. Des sollicitations ne sont pas appliquées aux trottoirs.

#### 12.3.1. ESSAIS DE MISE EN CHARGE DE PONTS-RAILS

Pour les ponts-rails, les schémas de charge seront communiqués à la demande de l'adjudicataire ou du concepteur. Pour chaque état de charge, les calculs fournissent les moments et efforts tranchants, ainsi que les déformations correspondantes des sections caractéristiques des tabliers de pont. De plus, pour les tabliers de pont en acier ou les tabliers de pont mixtes acier-béton, il est obligatoire de calculer et de mesurer les variations de contrainte.

L'essai de chargement a lieu lors d'une ou de plusieurs interruptions de trafic ferroviaire décrites dans le cahier spécial des charges, avec une ou plusieurs voitures (wagon) qui, une fois placées sur la construction, engendrent une sollicitation la plus grande possible. Ce chargement est réalisé à divers endroits et l'essai est répétée plusieurs fois. Si le cahier spécial des charges le prescrit, des épreuves dynamiques seront également réalisées, avec des trains circulant à différentes vitesses.

En guise d'alternative, des camions peuvent également être utilisés comme épreuve de chargement pour l'épreuve de ponts-rails, voir aussi § 12.3.2 Essais de mise en charge de ponts-routes.

### **12.3.2. ESSAIS DE MISE EN CHARGE DE PONTS-ROUTES**

Pendant toute la durée des essais, l'adjudicataire doit veiller à ce que les essais de chargement soient réalisés à l'aide de camions. La sollicitation approchera autant que possible les conditions du projet et sera caractérisée comme une fraction de la charge de calcul.

Les caractéristiques des camions qui seront utilisés lors des essais (nombre d'essieux, entraxe, charges d'essieu, ...) seront soumises par l'adjudicataire à l'approbation du fonctionnaire dirigeant.

### **12.4. ETABLISSEMENT DU PROGRAMME THEORIQUE DES OPERATIONS DE CHARGEMENT**

Accompagnant l'étude détaillée de l'ouvrage, mais dans un document distinct, le concepteur formulera une proposition pour :

- le programme des opérations successives de mises en charge statique ;
- les éléments à examiner (qui sont choisis en fonction du type et de la complexité de la construction, et qui tiennent compte également d'éventuels événements qui se sont passés lors de la construction) ;
- une note de calcul des déformations et contraintes correspondantes et éventuellement des sollicitations d'éléments particuliers.

Le choix du programme des essais de chargement, les différents états de sollicitation et le nombre d'essais seront établis en tenant compte de la réalisation d'une déformation et d'un état de contrainte maximal dans les poutres principales des tabliers, dans les entretoises, dans les longerons, dans la plaque du tablier et dans les raidisseurs, dans des points particuliers soudés ou boulonnés, et dans toutes les sections où des pics de tension sont attendus et où la fatigue exerce une influence importante.

Le programme doit également s'efforcer d'offrir un résultat précis sur la répartition des charges dans les différents éléments de pont (par exemple : répartition transversale dans le tablier de pont à plusieurs poutres ou dans les dalles orthotropes, évolution de la flexion en largeur dans les dalles de tablier de pont de grande largeur entre les poutres principales).

Infrabel se réserve le droit d'imposer des modifications au programme d'essais, sans indemnité pour l'adjudicataire, et ce dans les conditions précitées.

## 12.5. EXAMEN PREALABLE DE LA CONSTRUCTION

Avant de passer aux essais, un examen visuel contradictoire de la construction aura lieu en présence du fonctionnaire dirigeant, de l'adjudicataire et de l'auteur du projet. Le résultat de cet examen conduit à la rédaction d'un rapport à joindre au procès-verbal des essais de chargement.

Si des dégâts importants (appuis mal réglés, fissures dans les soudures, déformations ou dégâts d'éléments porteurs, joints routiers, joints de dilatation ou charnières bloqués, ...) sont constatés, des réparations devront être exécutées préalablement.

Si Infrabel estime que les dégâts constatés n'entravent pas le comportement de la construction, elle peut admettre l'exécution des essais de chargement, à condition de procéder à un contrôle intensif des zones endommagées et d'adapter le programme des essais de chargement. Si ces derniers donnent satisfaction, l'adjudicataire n'échappe pas à l'obligation d'exécuter les réparations nécessaires.

Tout dégât ou tout comportement anormal constaté avant, pendant ou après les essais sera mentionné au procès-verbal des essais de chargement.

## 12.6. APPLICATION DES CHARGES, MESURES ET CONTROLES

Les camions nécessaires aux essais de ponts-routes **sont pesés préalablement essieu par essieu**, et les preuves de pesage seront remises au fonctionnaire dirigeant avant l'exécution des essais.

Les essais sont exécutés conformément au programme préalablement approuvé. Toutes les opérations sont exécutées le plus rapidement possible afin de limiter l'influence des variations de température.

Dans la plupart des cas, des mesures sont réalisées sur la face inférieure des tabliers de pont. Pour ce faire, plusieurs échafaudages suspendus et mobiles avec une sécurité d'accès et une suspension stable doivent être mis à disposition. Ils seront déplacés à plusieurs reprises par l'adjudicataire durant les essais de chargement, chaque fois que le personnel d'Infrabel le demandera.

L'adjudicataire doit tenir compte des coûts en matériel et personnel de ces échafaudages, y compris les opérations d'ouverture et de fermeture de caillebotis et autres accès.

Infrabel peut faire exécuter chaque mesure jusqu'à 3 fois. On mesure principalement les déplacements verticaux, les déplacements dans une direction arbitraire, les rotations dans un plan vertical et les allongements afin d'enregistrer les variations de contrainte. Dans le cas d'essais dynamiques, les accélérations sont également mesurées.

Pour chaque état de chargement ou phase d'essai, on lit simultanément sur tous les appareils. En principe, des lectures sont effectuées à chaque phase :

- immédiatement avant l'application des charges ;
- après l'application des charges et pour chaque position de celles-ci. Et ce, à chaque fois durant le laps de temps nécessaire à la stabilisation de la construction ;
- après enlèvement des charges et stabilisation de la construction.

Les déformations permanentes lues et enregistrées après l'enlèvement des charges ne sont intéressantes que s'il n'apparaît pas de contraintes de signe opposé à celles qui existaient dans les éléments lors de la phase avec chargement. Lors de l'enlèvement des charges, on peut atténuer cette influence perturbatrice en enlevant les camions un par un.

Tous les appareils de mesure doivent avoir été récemment étalonnés et posséder une précision de lecture en rapport avec la grandeur à mesurer. La précision et la sensibilité doivent être très hautes lorsque l'on veut obtenir des résultats à partir de la différence de mesures (par exemple pour déterminer la répartition transversale ou les déformations transversales).

Les flèches sont mesurées au moyen d'appareils possédant une précision supérieure à 1 % de la mesure.

Les rotations angulaires dans un plan vertical sont mesurées au moyen d'inclinomètres dont la précision est de minimum  $15 \cdot 10^{-6}$  radians.

Les mesures d'allongement sont mesurées à l'aide de jauges de contrainte de différents types, d'une précision d'au moins 1 % de la valeur à mesurer.

Durant les essais de charges, divers éléments de la construction sont examinés visuellement afin de constater qu'il n'apparaisse pas de situation ou de comportement anormal.

## **12.7. CONCLUSIONS A TIRER DES ESSAIS DE CHARGEMENT**

Pour chaque état de chargement, on dessine la situation déformée de la construction sur la base des flèches et des rotations angulaires mesurées tant dans le sens longitudinal que transversal, et on dresse le tableau des déplacements. L'apparence générale de ces lignes de déformation doit être normale et acceptable pour le type de pont en question. On déduit de ces observations les déformations et les déplacements totaux, ainsi que la déformation permanente. La différence entre ces valeurs permet de déduire les déplacements et les déformations élastiques.

Cette procédure est également suivie pour les contraintes mesurées à partir des mesures d'allongement. Ce qui permet d'obtenir les valeurs totales, permanentes et élastiques.

Si, lors des essais de chargement, les charges appliquées diffèrent sensiblement des charges du programme théorique, les calculs concernant ce programme doivent être adaptés en conséquence.

Dans le cas où soit les contraintes élastiques mesurées soit les déformations et les déplacements élastiques dans les sections critiques (zones avec des contraintes élastiques maximales ou avec les déformations et déplacements élastiques les plus importants) sont supérieurs de 15 % ou inférieurs de 25 % aux valeurs calculées, un calcul plus précis doit démontrer quelle peut en être la cause et quelles conclusions il faut en tirer.

Si l'on admet que :

- la flèche totale est celle de l'ouvrage d'art sous l'épreuve de chargement ;
- la flèche permanente est celle à l'issue de l'épreuve de chargement ;
- la flèche élastique est la différence entre la flèche totale et la flèche permanente ;
- alors on calcule le rapport K de la flèche permanente à la flèche totale. La valeur K obtenue est comparée aux valeurs mentionnées dans le Tableau 12.1 et débouche sur l'une des conclusions suivantes :

Cas A : Les essais de chargement donnent entière satisfaction.

Cas B : On exécute immédiatement un nouvel essai de chargement. Cet essai est considéré comme satisfaisant si la nouvelle valeur K\* du rapport de la flèche permanente à la flèche totale répond aux exigences mentionnées ci-après.

Cas C : L'essai de chargement ne donne pas satisfaction : les causes du comportement anormal doivent être recherchées, éventuellement en exécutant d'autres essais. L'adjudicataire réalisera alors les renforcements et les modifications nécessaires.

En principe, de nouveaux essais sont imposés après les réparations, à moins que, compte tenu des réparations effectuées, les résultats des premiers essais permettent de conclure que la construction remplit les conditions visées au cas A.

	Cas A	Cas B	Cas C
Ponts-routes	$K \leq 0,10$	$0,1 < K \leq 0,20$ ou $K^* \leq 0,08$	$K > 0,20$ ou $K^* > 0,08$
Ponts-rails	$K \leq 0,05$	$0,05 < K \leq 0,10$ ou $K^* \leq 0,03$	$K > 0,10$ ou $K^* > 0,03$

Tableau 12.1 – Détermination des cas A, B et C

Les essais de chargement des ponts ne permettent pas nécessairement de détecter tous les défauts, particulièrement les défauts qui se manifestent à long terme. La conclusion que les essais de chargement donnent entièrement satisfaction, n'autorise pas l'adjudicataire à se dégager de sa responsabilité contractuelle ou légale. Et ce, certainement si des défauts non détectables avant la réception provisoire apparaissent à un stade ultérieur.

## 13. GABARIT D'ESPACE LIBRE ET DISPOSITIONS COMPLEMENTAIRES

### 13.1. GABARIT D'ESPACE LIBRE

Le gabarit d'espace libre est défini par des contours décrits dans la "PTR V1.1. Design de la voie". Le gabarit d'espace libre constitue l'interface entre le matériel roulant, d'une part, et l'infrastructure, d'autre part. Il constitue donc la frontière entre l'espace qui est disponible pour la circulation des trains, et l'espace qui est disponible pour la pose des installations fixes.

Le contour limite détermine l'espace qui est utilisé par le trafic ferroviaire normal. Le **contour nominal** (voir annexe 5 de la PTR V1.1.) détermine l'espace qui doit être réservé pour le trafic ferroviaire des transports exceptionnels.

Le **contour de renouvellement** (voir annexe 6 de la PTR V1.1.) détermine l'espace libre qui doit être réalisé dans le cas d'installations neuves et de travaux d'adaptation importants dans la voie ou aux ouvrages d'art.

### 13.2. DISPOSITIONS COMPLEMENTAIRES POUR LES "LIGNES CLASSIQUES"

L'annexe 1 de la PTR V1.1. illustre le type de **profilé transversal**<sup>12</sup> de la structure des voies pour une vitesse  $V \leq 220$  km/h.

La hauteur maximale des passages inférieurs du type couloir sous voies, aqueduc ou tunnel (en ce compris la finition, l'étanchéité et la protection de l'étanchéité) est de 75 cm sous la surface de roulement.

Pour les passages inférieurs avec tabliers, l'épaisseur de ballast minimale sous la traverse du rail est de 35 cm (c.-à-d. la partie supérieure du tablier de pont sous-jacent, y compris la finition, l'étanchéité et la protection de l'étanchéité).

Des épaisseurs moindres de ballast sont possibles (par ex., pour de longs tabliers de pont) mais pour cela, le service d'étude des tracés des voies doit réaliser une étude supplémentaire.

Les **hauteurs libres**  $H_{0a}$  des ouvrages d'art existants ou à construire sont fixées conformément à la spécification technique "STS 480.001 Hauteurs libres des ouvrages d'art".

L'**ouverture libre horizontale** entre l'axe du rail le plus proche et un garde-corps continu est d'au moins 2,30 m, si possible 2,75 m.

L'ouverture libre horizontale entre l'axe du rail le plus proche et un muret garde-ballast qui n'engage pas le gabarit d'espace libre, est d'au moins 0,70 m.

---

<sup>12</sup>. Erreur dans cette figure : Hauteur max. des passages inférieurs : Niv. : -75 (au lieu de -85).

S'il n'est pas possible de prévoir un chemin de service entièrement dégagé sur un pont-rail (par ex., en raison de la présence de poutres à âme pleine), la distance entre le dernier obstacle (raidisseur, semelle, ...) et le rail le plus proche doit au moins atteindre 1,80 m.

Les chemins de service présentent une largeur utile de 0,80 m. Un marquage doit être apposé si une partie du chemin de service se trouve dans la distance de sécurité de 1,5 m.

### **13.3. SECURITE ELECTRIQUE**

Pour les conditions générales d'implantation des aires de travail et de circulation en rapport avec la sécurité électrique, on fait référence à la norme NBN EN 50122 et à la STS 490.002 intitulée "Conditions générales pour les aires de passage liées à la sécurité électrique".

Pour la mise à la terre et la protection des équipements sensibles contre la foudre et les surtensions générées par la traction électrique, on fait référence à l'avis 14 I-AM/2015.

## **14. LIGNES DIRECTRICES SUR L'INSPECTION ET L'ENTRETIEN DANS LE CADRE DE LA CONCEPTION DE NOUVEAUX OUVRAGES D'ART**

### **14.1. CONCEPTION DE CONSTRUCTIONS DURABLES**

Un ouvrage d'art doit être fiable, durable et fonctionnel. La conception durable et soucieuse de l'entretien sera déterminée par le concept, le choix des matériaux et des composants ainsi que les coûts d'entretien à long terme.

### **14.2. ACCESSIBILITE**

#### **14.2.1. ESCALIERS DE SERVICE**

Les escaliers de service sur talus sont conformes au plan de principe d'Infrabel (Figure 14.1), stipulant :

- l'escalier doit être pourvu d'équipements antidérapants ;
- un escalier destiné à surmonter une différence de hauteur de plus d'un mètre, en présence d'une déclivité sur place de la ligne de pente supérieure à 6/4, disposera au moins d'une rampe à droite dans le sens de la descente ;
- les rampes sont constituées comme suit :
  - une main courante située à 100 cm ;
  - deux lisses intermédiaires.
- les escaliers répondent aux dimensions suivantes :
  - largeur d'escalier : min. 80 cm ;
  - contremarche : 17 cm ;
  - marche : 25 cm ;
  - palier : 75 cm.
- les escaliers sont à pourvoir d'un palier pour toute différence de hauteur de 3,6 m.

14. LIGNES DIRECTRICES SUR L'INSPECTION ET L'ENTRETIEN DANS LE CADRE DE LA CONCEPTION DE NOUVEAUX OUVRAGES D'ART

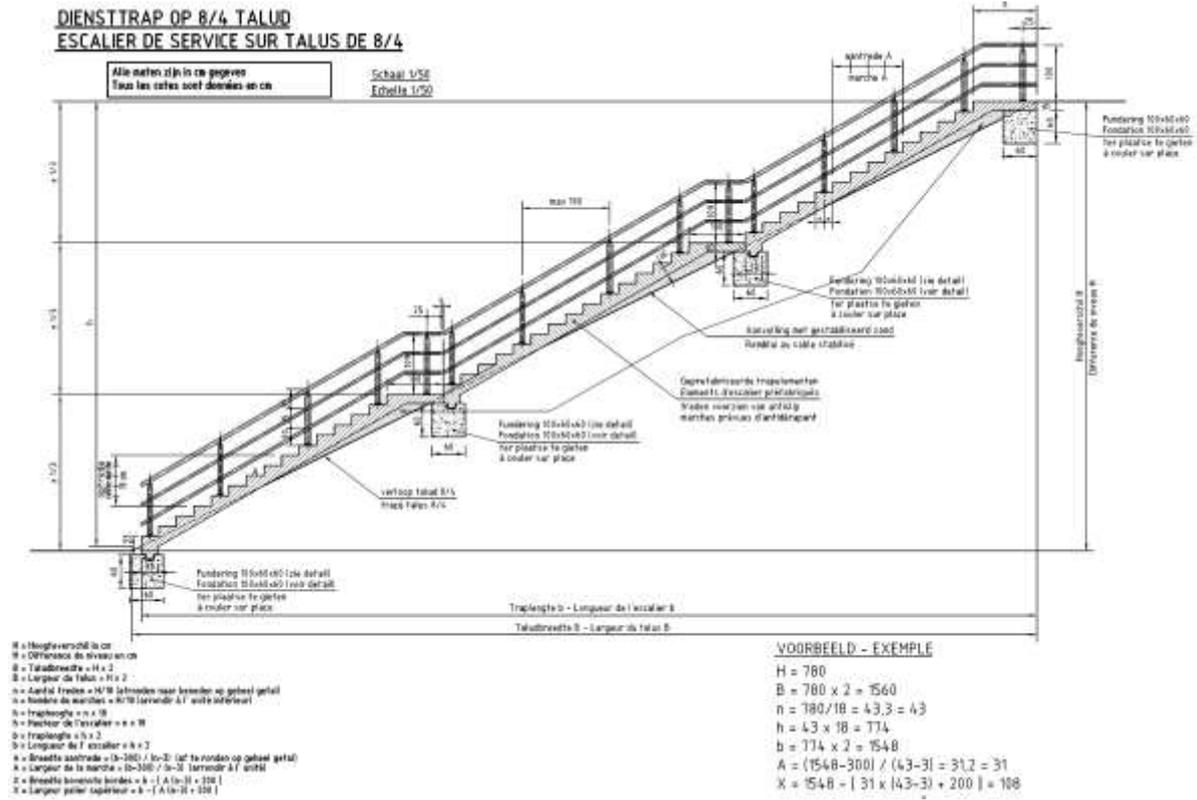


Figure 14.1 – Plan de principe d'un escalier de service sur talus

### 14.2.2. PLATE-FORME D'INSPECTION

Dans le cas d'une culée haute, un talus est placé devant la culée.

S'il s'agit d'un talus raide > à 45°, l'aire de travail d'une largeur minimale de 80 cm doit être équipée d'un garde-corps.

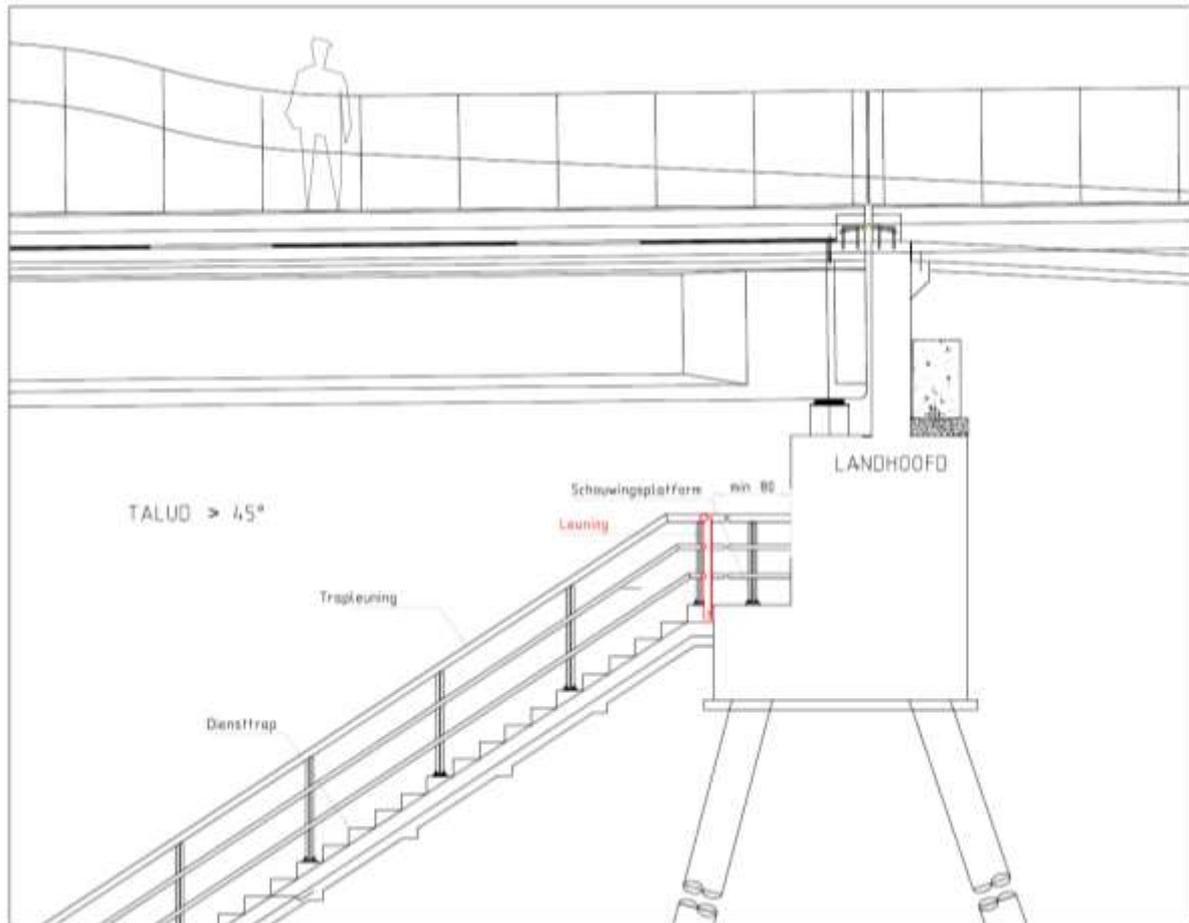


Figure 14.2 – Plate-forme d'inspection de culée noyée en cas de talus raide

En présence d'un talus  $\leq$  à  $45^\circ$ , au lieu d'équiper l'aire de travail d'un garde-corps, une distance de sécurité supplémentaire de 50 cm peut être prévue par rapport au bord du talus.

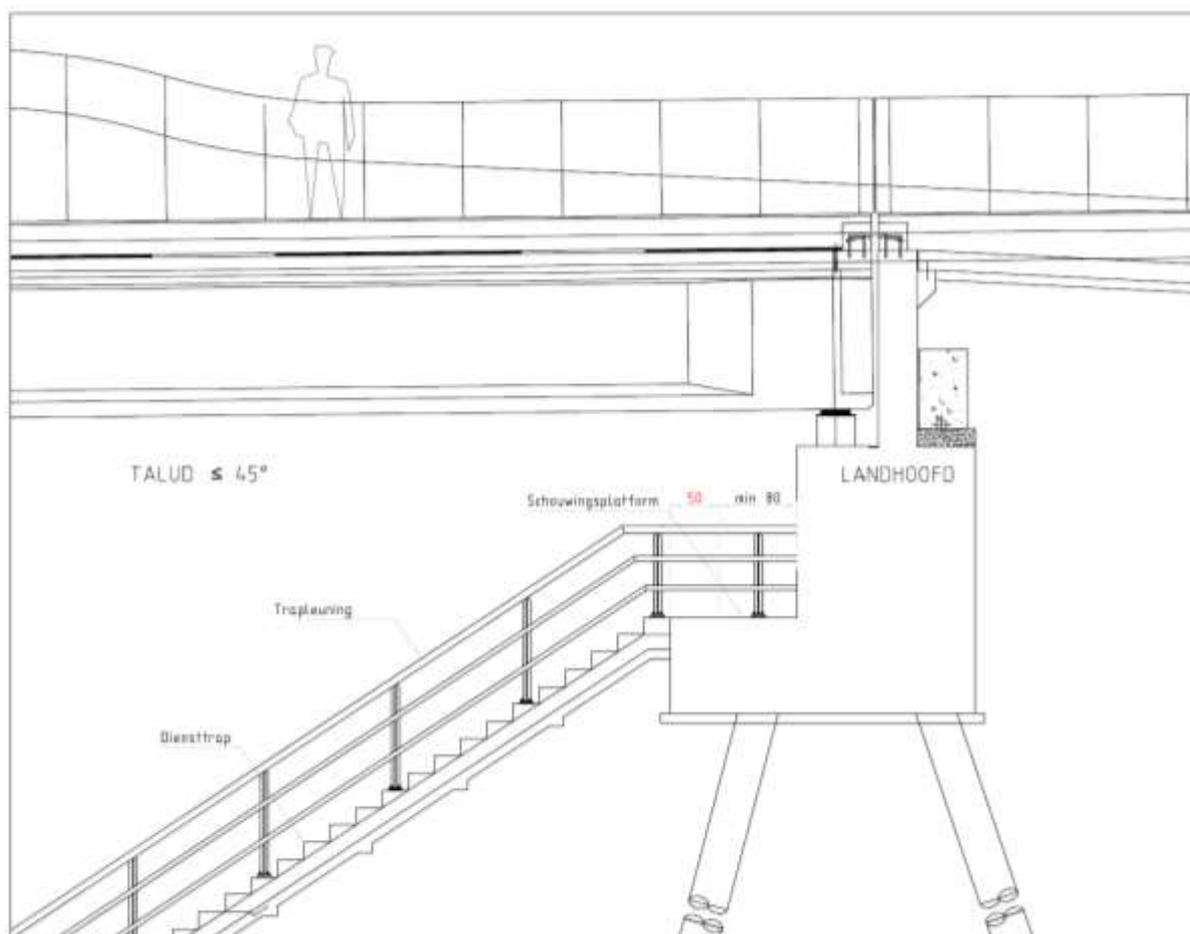


Figure 14.3 – Plate-forme d'inspection de culée noyée en cas de talus doux

### 14.2.3. VISITE D'OUVRAGES D'ART ENJAMBANT UNE VOIE NAVIGABLE

Pour les ouvrages d'art qui surplombent une voie navigable, des rails de guidage sont à prévoir sur le tablier de pont en vue d'accueillir une plate-forme de visite mobile.

La plate-forme de visite possède une largeur de 80 cm. La masse propre de la plate-forme mobile de visite en aluminium se chiffre à 20 kg/m.

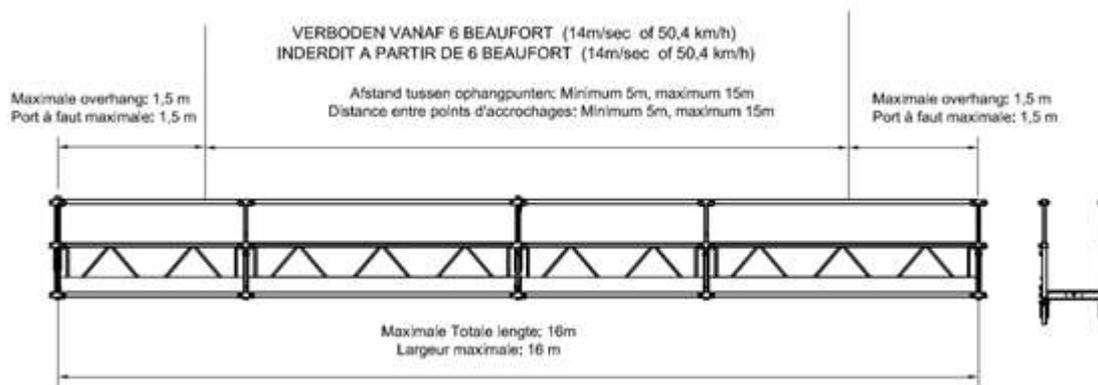


Figure 14.4 – Caractéristiques d'une plate-forme de visite mobile



Figure 14.5 – Exemple de plate-forme de visite mobile